

ESCUELA POLITECNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

**ESTUDIO DE ALTERNATIVAS DE MUROS PARA LA
ESTABILIZACIÓN DEL TALUD EN EL PROYECTO HIPERMARKET
SAN RAFAEL – SANGOLQUI**

PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

LILIANA MARIBEL AUZ CABASCANGO

lilianamaribelauz@gmail.com

DIRECTOR: ING. MSc. JORGE ENRIQUE VALVERDE BARBA

jvbgeo@suelosymuros.com

Quito, Enero 2010

DECLARACIÓN

Yo, Liliana Maribel Auz Cabascango, declaro que el trabajo aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

La Escuela Politécnica Nacional, puede hacer uso de los derechos correspondientes a este trabajo, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normatividad institucional vigente.

Liliana Maribel Auz Cabascango

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Liliana Maribel Auz Cabascango, bajo mi supervisión.

Ing.MSc.JORGE VALVERDE B.
DIRECTOR DEL PROYECTO

AGRADECIMIENTOS

Un agradecimiento a Dios, por darme, por brindarme la alegría de una linda familia y por estar a mi lado en el largo camino de la vida, por ayudarme a concretar mis sueños y anhelos.

Al Ing. Jorge Valverde por su ayuda y ser mi guía en la realización de este proyecto, además de su gran amistad y consejos.

A mis hermanos Geovanny y Mishel que los quiero mucho y siempre estarán conmigo ayudándome en mi vida con su alegría, paciencia y gran amor.

A mis papis por brindarme el apoyo incondicional, por sus consejos acertados en los momentos difíciles, por su gran visión y por haber creído en mi a pesar de todo, gracias por haberme dejado vivir la vida de una manera responsable y acertada, gracias por su confianza, por sus valores, por su gran amor gracias por no haberme dejado renunciar.

A la Escuela Politécnica Nacional por la formación recibida. A mis profesores por compartir su conocimiento conmigo, a las señoras secretarías de Ingeniería Civil, Sra. Ligia Carvajal y Sra. Sonia Almeida por su ayuda, aprecio y consejos. A toda la familia de Civil, muchas Gracias.

A mis grandes amigas y amigos complemento importante en el desarrollo de mi vida, compañeros de locuras, de estudio, de grandes momentos alegres: Diana, Fernanda, Cristina, Gissela, Diego H, Milton, Darío, Juan Carlos, Diego R, Anita y Doris, gracias por todo su apoyo y amistad.

DEDICATORIA

El presente trabajo está dedicado a mis padres, las personas que desde muy niña formaron el carácter, y la fuerza de voluntad para conseguir los sueños y que a lo largo de la vida siempre me estarán apoyando en las decisiones que tome, a ustedes mis queridos padres les dedico este esfuerzo que es suyo.

A mis ñaños: Geovanny mi hermano, gran amigo y compañero por estar a mi lado y tenerme paciencia, a mi linda hermanita Mishel por darme aliento por sus constantes cartas de ánimo por su ternura y por a pesar de todo confiar en mí.

A mi familia porque siempre tuvieron confianza y creyeron en mi, una dedicatoria especial para mi Abuelita Blanquita que a pesar de que no esté ya acá conmigo se que siempre estuvo orgullosa de mi y a mi hermanito Darwin que seguro va de mano de mi abuelita un angelito se que siempre estarás conmigo.

A mis amigos y amigas por su ayuda, alegría, locuras y apoyo incondicional.

CONTENIDO

DECLARACIÓN.....	II
CERTIFICACIÓN.....	III
CONTENIDO.....	VI
RESUMEN.....	XIII
PRESENTACIÓN.....	XIV
INTRODUCCIÓN:	1
CAPITULO 1	
1. ANTECEDENTES.....	1
1.1 OBJETIVOS.....	1
1.1.1 OBJETIVO GENERAL.....	1
1.1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	1
1.2 GENERALIDADES.....	1
1.3 UBICACIÓN.....	3
1.4 ALCANCE.....	5
CAPITULO 2	
2. TRABAJOS DE CAMPO.....	6
2.1 ESTUDIO DE SUELOS	6
2.2 TOPOGRAFÍA.....	9
CAPITULO 3	
3. TRABAJO DE LABORATORIO Y GABINETE	10
3.1 ENSAYOS DE LABORATORIO.....	10
3.2 IDENTIFICACIÓN DE TIPOS DE SUELOS.....	10

3.3 DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO.....	12
3.4 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES.....	15
3.4.1 SELECCIÓN DE PARÁMETROS DE CÁLCULO.....	15
3.4.2 CÁLCULO DE LOS FACTORES DE SEGURIDAD.....	18
CAPITULO 4	
4. ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS.....	21
4.1.ALTERNATIVAS APLICABLES AL PROYECTO	22
4.1.1. MURO CLAVETEADO.....	22
4.1.1.1 EL PRINCIPIO DEL MURO CLAVETEADO.....	22
4.1.1.2 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE SU APLICACIÓN.....	25
4.1.2 MURO GRAPA – CLAVETEADO.....	26
4.1.2.1.EL PRINCIPIO DE MURO GRAPA – CLAVETEADO.....	26
4.1.2.2 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE SU APLICACIÓN.....	28
4.1.3. MURO EN VOLADIZO.....	29
4.1.3.1 EL PRINCIPIO DEL MURO EN VOLADIZO.....	30
4.1.3.2 VENTAJAS Y DESVENTAJAS.....	31
4.2. SELECCIÓN DE LA MEJOR ALTERNATIVA.....	32
4.2.1 ANÁLISIS DE LA APLICACIÓN DE CADA ALTERNATIVA.....	32
4.2.2 SELECCIÓN DEFINITIVA DE LAS MEJORES OPCIONES.....	33
CAPITULO 5	
5. DISEÑO DE LAS ALTERNATIVAS SELECCIONADAS.....	35
5.1 MURO CLAVETEADO.....	35
5.1.1.DISEÑO DEL MURO CLAVETEADO.....	35
5.1.1.1 CONSIDERACIONES INICIALES.....	35
5.1.1.2.DISEÑO DE LA PANTALLA Y SU REFUERZO.....	39
5.1.1.3.DISEÑO DE ANCLAJES O CLAVOS.....	41
5.1.1.4CÁLCULO DE ESTABILIDAD DEL MURO CLAVETEADO..	46

5.2 MURO GRAPA- CLAVETEADO	48
5.2.1 DISEÑO DEL MURO GRAPA- CLAVETEADO	48
5.2.1.1 CONSIDERACIONES INICIALES.....	48
5.2.2 DETERMINACIÓN DE LA GEOMETRÍA DEL MURO GRAPA- CLAVETEADO	49
5.2.2.1 PENDIENTE DEL MURO	49
5.2.2.2 CÁLCULO DE DIMENSIONES PARA VIGAS Y COLUMNAS.....	49
5.2.2.3 CÁLCULO DE DIMENSIONES DE LOS ANCLAJES.....	53
5.2.2.4 DISEÑO DE LA VIGA DE CIMENTACIÓN.....	55
5.2.3 DISEÑO DEL RECUBRIMIENTO DE LOS PANELES DEL MURO GRAPA – CLAVETEADO	56
5.3 MURO EN VOLADIZO.....	57
5.3.1 DISEÑO DEL MURO EN VOLADIZO.....	57
5.3.1.1 CONSIDERACIONES INICIALES.....	57
5.3.2 DETERMINACIÓN DE LA GEOMETRÍA DEL MURO EN VOLADIZO...57	
5.3.3 ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DEL MURO EN VOLADIZO.....	59
5.3.4 ANÁLISIS DE LA PRESIÓN DEL SUELO.....	61
5.3.5 DISEÑO DEL REFUERZO REQUERIDO PARA LA PANTALLA DEL MURO EN VOLADIZO.....	62
5.3.6 DISEÑO DEL REFUERZO REQUERIDO EN LA ZAPATA DEL MURO EN VOLADIZO.....	63
5.4 ESPECIFICACIONES ADICIONALES PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LOS MUROS SELECCIONADOS.....	67
5.4.1 COLOCACIÓN Y FUNDICIÓN DE ANCLAJES.....	67
5.4.2 RELLENO Y COMPACTACIÓN.....	68
5.4.3 OBRAS DE PROTECCIÓN.....	68

5.5 ANÁLISIS COMPARATIVO DE GASTOS.....	69
5.6 CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES.....	73
CAPITULO 6	
6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	74
6.1 CONCLUSIONES.....	74
6.2 RECOMENDACIONES.....	77
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	78
ANEXOS.....	79

ÍNDICE DE TABLAS

TablaNro.3 : Parámetros de resistencia del suelo.....	13
TablaNro.3.2: Cálculo de K_a	15
TablaNro.3.3: Factores de seguridad calculados.....	21
TablaNro.5.1: Cálculo de la presión activa del suelo.....	36
TablaNro.5.2: Resultado de presiones en cada tramo de 2.5m.....	38
TablaNro.5.3: Cálculo de cuantía para la pantalla del muro.....	39
TablaNro.5.4: Fuerza de anclajes.....	42
TablaNro.5.5: Cálculo de la fuerza de anclaje.....	43
TablaNro.5.6: Cálculo del factor de seguridad en los anclajes.....	43
TablaNro.5.7: Cálculo y diseño de anclajes.....	44
TablaNro.5.8: Cálculo del FS.....	46
TablaNro.5.9 : Cálculo del Muro Grapa-Claveteado.....	52
TablaNro.5.10: Cálculo de la armadura para la viga de cimentación.....	53
TablaNro.5.11: Análisis de estabilidad del muro voladizo.....	58
TablaNro.5.12: Análisis de la presión del suelo.....	60
TablaNro.5.13: Diseño estructural del muro.....	61
TablaNro.5.14: Cálculo del acero requerido para el pie y el talón del muro.....	64
TablaNro.5.15: Especificaciones del material de relleno.....	67
TablaNro.5.16: Comparación de volúmenes de obra de los tres tipos de muros..	68

ÍNDICE DE FIGURAS

FiguraNro.3.1: Ubicación de perfiles en planta.....	16
FiguraNro.3.2: Vista perfil Eje B-B.....	17
FiguraNro.3.3: Vista perfil Eje C-C.....	17
FiguraNro.3.4: Vista perfil Eje H-H.....	18
FiguraNro.4.1: Vista en corte de un muro claveteado.....	25
FiguraNro.4.2: Vista en detalle de un anclaje o clavo.....	25
FiguraNro.4.3: Muro Grapa vista frontal.....	28
FiguraNro.4.4: Muro Grapa vista en corte.....	28
FiguraNro.4.5: Muro en voladizo.....	29
FiguraNro.4.6: Prediseño del muro en voladizo.....	30
FiguraNro.5.1: Distribución de presiones según Terzagui y Peck.....	36
FiguraNro.5.2: Forma gráfica de las fuerzas actuantes de cada cuña de esfuerzos.....	37
FiguraNro.5.3: Fuerzas en la altura del talud.....	38
FiguraNro.5.4: Forma Gráfica de la localización de la grieta de tensión.....	40
FiguraNro.5.5: Ubicación de la grieta de tensión.....	42
FiguraNro.5.6: Método de la cuña.....	45
FiguraNro.5.7: Dimensiones de la viga.....	50
FiguraNro.5.8: Dimensiones preliminares del muro en voladizo.....	56

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico Nro.3.1: Perfil estratigráfico.....	12
Gráfico Nro.5.1: Diseño del muro voladizo.....	57
Gráfico Nro.5.2: Diagrama de presiones en la zapata.....	63
Gráfico Nro.5.3: Diagrama de presiones en el pie y talón de la zapata.....	64

ÍNDICE DE FOTOGRAFÍAS

FotoNro.1.1: vista general del talud inicial.....	3
FotoNro.1.2: Corte con maquinaria para conformar el talud final	4
FotoNro.1.3: Perfilado del talud y materiales que lo conforman.....	5
FotoNro.2.1: ubicación del personal para realizar el ensayo SPT.....	9
FotoNro.2.2: personal calificado realizando el ensayo SPT y calicata.....	9
FotoNro.4.1: Vista frontal del muro claveteado en construcción.....	24

RESUMEN

El presente trabajo contiene el estudio de suelos practicado en el sector posterior del terreno, donde se construyó el proyecto Hypermarket El Progreso, ubicado en el sector de San Luís, Sangolquí, al oriente de la ciudad de Quito. El propósito de este estudio es explorar las condiciones del subsuelo para determinar la estabilidad de los taludes generados por los cortes, requeridos para la construcción de la vía de circulación del proyecto. El mismo que requiere una adecuada protección a la cara del talud, evitando así afectar a las estructuras aledañas.

Inicialmente se presentan estudios topográficos y geotécnicos que determinarán las características mecánicas del suelo.

Posteriormente se plantea varias alternativas de solución al problema del deslizamiento del talud. La estabilización del talud estará determinada por el sistema o combinación de sistemas de estabilización más apropiados.

Del estudio comparativo de alternativas de muros para el talud descrito en el capítulo 4, se seleccionan dos alternativas: MURO CLAVETEADO Y MURO GRAPA CLAVETEADO, debido a que presentan más beneficios tanto económicos como constructivos y determinando un adecuado grado de seguridad.

PRESENTACIÓN

Los problemas generalizados por deslizamientos de suelo en taludes se deben a varios factores entre estos se encuentran los de escorrentía superficial, vibraciones causadas por tránsito de vehículos, altura, presiones laterales, entre otros, el problema radica en que sin la adecuada protección de la cara del talud este material se vuelve deleznable, incrementando la pendiente del talud y el plano de falla lo que afectará a las estructuras aledañas produciendo un deterioro económico y medio ambiental.

El presente estudio está dirigido a desarrollar estructuras no convencionales que permitan la estabilización de taludes en el caso de suelos de la zona principalmente. Cada una de estas estructuras ofrece sus ventajas técnicas y económicas; sin embargo, no se dispone de una base para el dimensionamiento geométrico que contenga los conocimientos teóricos y/o experimentales existentes y que posibilite el justificativo de un uso cada vez más amplio y más generalizado de dichas estructuras. Más aún, no se encuentran mencionadas en ningún documento técnico las potenciales restricciones que se detectan o se esperan bajo las consideraciones elementales de la geotecnia.

En los últimos años se han desarrollado importantes bases y criterios de diseño en muros. Estas experiencias, que han buscado ser sistemáticas y exhaustivas, ofrecen un conocimiento elemental muy importante para la elaboración de los criterios básicos del dimensionamiento estructural y por lo menos, para la necesaria comparación de sus eficiencias bajo condiciones similares de estabilización.

La creciente necesidad de diseño de nuevos sistemas de estabilización de taludes obliga a la inmediata recopilación, análisis y preparación de las bases y criterios de diseño de este tipo de estructuras.

Las alternativas de muros deben presentar un funcionamiento satisfactorio en la solución de estabilidad de taludes.

CAPITULO 1

ANTECEDENTES

1.1. OBJETIVOS

1.1.1. OBJETIVO GENERAL

- Proponer y diseñar alternativas económicas y constructivamente adecuadas de muros, para estabilizar un talud en el proyecto Hipermarket-El Progreso, ubicado en San Rafael, Sangolquí al Oriente de la ciudad de Quito.

1.1.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Recopilar la información necesaria para el análisis de la estabilidad del talud en mención.
- Analizar las alternativas que mejor se adecuen a la solución al problema de posible inestabilidad en el talud.
- Comparar, bajo consideraciones de prefactibilidad, los factores económicos y constructivamente determinantes en las alternativas planteadas.
- Incluir entre las alternativas, métodos no tradicionales de muros, considerando las nuevas técnicas en la construcción.

1.2. GENERALIDADES

El diseño de los sistemas de muros requieren del conocimiento a corto y largo plazo de las propiedades del suelo, es decir, el diseño de muros está ligado a la mecánica de suelos, ya que los muros deben diseñarse para la estabilidad interna del mismo.

El tema de estabilización de taludes abarca varios factores tales como: la forma de falla, tipo de suelo y presión lateral, los mismos que brindarán los datos para el diseño en este caso de las tres alternativas seleccionadas de muro; y así finalmente se escogerá el muro que brinde la estabilidad requerida y que sea constructivamente y económicamente óptima; los muros deben ser diseñados para garantizar la estabilidad externa del conjunto y la estabilidad interna de la masa de suelo contenida detrás del muro .

Los muros deben dimensionarse de tal manera que satisfagan los factores de seguridad.

El análisis, cálculo y diseño de las tres alternativas de muros, se hace para obtener nuevas propuestas constructivas, las mismas que están enfocadas en reducir los costos de mano de obra, así como de optimizar los materiales en construcción y reducir los tiempos de ejecución de obra.

Por lo tanto, en el presente trabajo se pretende analizar las varias alternativas de muros, para la estabilización del talud en el proyecto Hipermarket-El Progreso ubicado en San Rafael, Sangolquí al Oriente de la ciudad de Quito; en este sitio se construirá una estructura de acero con elementos de hormigón de uno y dos pisos tipo hangar destinados para locales comerciales, oficinas ,bodegas el área de el proyecto Hipermarket-El Progreso es de 20.840m²; en la parte posterior de este proyecto se ubica el talud en estudio, el mismo que es generado por los cortes planificados, debido a que se construirá la vía de circulación posterior del proyecto, de acceso a camiones de carga.

En la zona que abarca el área del proyecto, los taludes son bastante altos los mismos que se encuentra en su totalidad recubiertos por una capa vegetal, por árboles de guabo y en su mayoría eucalipto los que han evitado la erosión y el posible deslizamiento; el talud en estudio comprende una longitud total de 215.23m dividiéndose en un tramo lateral sur de 9.60m, una longitud frontal de 196.42m y un tramo lateral norte de 9.21m, con una altura variable entre 5 y 10m con una pendiente promedio de 79°.

En la fotografía 1.1 se muestra una vista del talud antes del muro.

Foto1.1
Vista general del talud inicial



Frente al talud se construirá la vía de circulación de los vehículos de descarga del proyecto Hipermarket – El Progreso.

1.3. UBICACIÓN

El sitio del proyecto se encuentra ubicado en el sector de San Rafael, antigua fábrica El Progreso, al Oriente de la Ciudad de Quito. El talud se localiza en la parte posterior del proyecto Hipermarket- El Progreso; El talud a ser analizado presenta una altura variable entre 5 y 10m, y su extensión longitudinal es de 215.23m, encontrándose totalmente recubierto de capa vegetal, la pendiente total de la loma es interrumpida por la plataforma donde se implantará el Hipermarket.

A los costados derecho e izquierdo del talud se encuentran muros de piedra los mismos que se observan estables.

Foto1.2

Corte con maquinaria para conformar el talud final



Foto1.3

Perfilado de talud y materiales que lo conforman



1.4. ALCANCE

El presente estudio se enfoca en determinar para un caso de deslizamiento del talud, las opciones aplicables de muros. Las alternativas de muros deben presentar un funcionamiento satisfactorio en la solución de estabilidad de taludes. En caso de que sea necesario, se comprobarán algunas recomendaciones mediante el seguimiento de las mejores alternativas.

La creciente necesidad de diseño de nuevos sistemas de estabilización de taludes, obliga a la inmediata recopilación, análisis y preparación de las bases y criterios de diseño de este tipo de estructuras.

Cada una de estas estructuras ofrece sus ventajas técnicas y económicas brindando los conocimientos teóricos y/o experimentales existentes, y que posibiliten el justificativo de un uso cada vez más amplio y más generalizado de dichas estructuras.

De acuerdo al tipo de estructura seleccionada, se pondrá énfasis en la factibilidad constructiva y económica, que dio cada caso de muro diseñado. De este modo los rubros para este caso serán principalmente los de material y mano de obra, situándose éste en un lugar primordial, ya que de él dependerá la rapidez y la buena ejecución de la obra. El estudio busca ser metódico y exhaustivo, ofreciendo un conocimiento fundamental muy importante para la elaboración de los criterios básicos del dimensionamiento estructural y por lo menos, para la necesaria comparación de sus eficiencias bajo condiciones similares de estabilización.

En tal caso, se plantean modelos alternativos de muros para la estabilización del talud los mismos que se consideran efectivos y aplicables a este proyecto.

CAPITULO 2

TRABAJOS DE CAMPO

Para el análisis de la estabilización del talud del proyecto Hipermarket-El Progreso se requiere realizar estudio de suelos, para recopilar información sobre el suelo que lo conforma, sus características principales y su disposición estratigráfica del subsuelo, para lo cual se realizaron visitas de campo, luego se pasó al laboratorio, para posteriormente hacer el análisis de resultados, con lo cual se procederá a determinar el diseño de las posibles alternativas de muros.

Es así que en una primera visita se determinó datos importantes del talud como: la geometría, altura, tipo de material, pendiente, los mismos que ya dan una idea del tipo de muro o combinación de muros que podrían aplicarse.

2.1. ESTUDIO DE SUELOS

Con el fin de determinar la naturaleza del subsuelo como: peso unitario, cohesión, ángulo de fricción, capacidad del suelo, así como de la profundidad de los estratos de suelo, los mismos que se conocerán en los análisis de laboratorio.

Los resultados obtenidos brindan los parámetros necesarios que se requieren para determinar la estabilidad del talud y las alternativas de muro a diseñarse. Por consiguiente, la recopilación de la información se planifica y ejecuta de modo que revele la naturaleza del suelo.

El método de muestreo se eligió con base en las incógnitas asociadas al diseño del muro. Es así que a lo largo del talud se realizó en el sitio 4 perforaciones con profundidades de hasta 6m con pruebas de penetración estándar S.P.T según la Norma ASTM D1586-97.

La prueba de Penetración Estándar¹ es el método usado en el medio para las exploraciones subterráneas, para obtener datos con respecto a la profundidad, espesor y composición de los estratos de suelo y una información aproximada de la resistencia de los suelos, este ensayo se divide en dos etapas:

La primera etapa consiste en obtener muestras en estado natural, apropiadas para inspección visual y ensayos de clasificación.

En una segunda etapa al hincar la cuchara partida en el suelo, por medio de la percusión de un martillo de 64Kg de peso que cae desde una altura de 76cm, en tres tramos de 15cm cada uno, debiéndose contar el número de golpes requerido para penetrar cada tramo.

La resistencia N a la penetración estándar es la suma de los números de golpes requeridos para hincar el suelo, además N es una indicación de la compacidad de los suelos no cohesivos y de la resistencia de los suelos cohesivos.

Las muestras son clasificadas de acuerdo al sistema de clasificación manual visual propuesto por el SUCS.

Las ubicaciones seleccionadas para la realización de las perforaciones se indican en el Anexo 1.

Una vista de la ubicación y la realización de la prueba de penetración estándar se muestran en la fotografía 2.1 y 2.2 respectivamente.

¹VASCONEZ RODRIGO, "Determinación cuantitativa del módulo de reacción de la subrasante", 1997, p.169.

Foto2.1

Ubicación del personal para realizar el ensayo SPT y calicata.



Foto2.2



Personal calificado realizando el ensayo SPT

Las pruebas de cada sondeo son medidas desde el perfil superior del talud en estudio, determinando la estratigrafía de los taludes de la zona.

Adicionalmente se realizó un pozo a cielo abierto o calicata para obtener una muestra inalterada de forma cúbica que permita medir los parámetros mecánicos representativos de los suelos del talud.

Las muestras recolectadas durante el avance de los sondeos fueron debidamente protegidas y llevadas al laboratorio para su posterior análisis.

2.2. TOPOGRAFÍA

Para determinar la configuración superficial del talud y visualizar el conjunto de particularidades del mismo, se realizó una toma de datos para definir sus características topográficas, que ayudan en la determinación geométrica del muro a diseñarse, también brinda la información requerida para calcular la cantidad de relleno, que fuese necesario utilizar debido al escogimiento de las alternativas de muros.

La toma de datos para la determinación de los perfiles topográficos estuvo a cargo de un grupo calificado de personas y del equipo necesario para la recopilación de la información necesaria, para luego en un trabajo de gabinete definir las vistas topográficas en planta y tridimensional, estos datos fueron proporcionados por el propietario del proyecto.

En forma preliminar se definió algunos parámetros del talud como : una longitud aproximada de 215.23, una pendiente de 79° , con una altura variable entre 5m y 10m, debido a los cortes requeridos para la construcción de la vía de circulación, estos datos fueron corregidos luego del análisis de los datos topográficos finales, efectivos.

CAPITULO 3

TRABAJOS DE LABORATORIO Y GABINETE

Para determinar la naturaleza del suelo y su influencia sobre el diseño de las posibles alternativas de muros, se procede a realizar los trabajos de laboratorio y gabinete con los datos y muestras obtenidos en campo.

3.1. ENSAYOS DE LABORATORIO

Para obtención de las propiedades mecánicas del suelo es necesario hacer el análisis en el laboratorio, los mismos que brindarán sus parámetros para luego de los análisis, determinar la solución adecuada para la estabilización del talud y el diseño óptimo de muros.

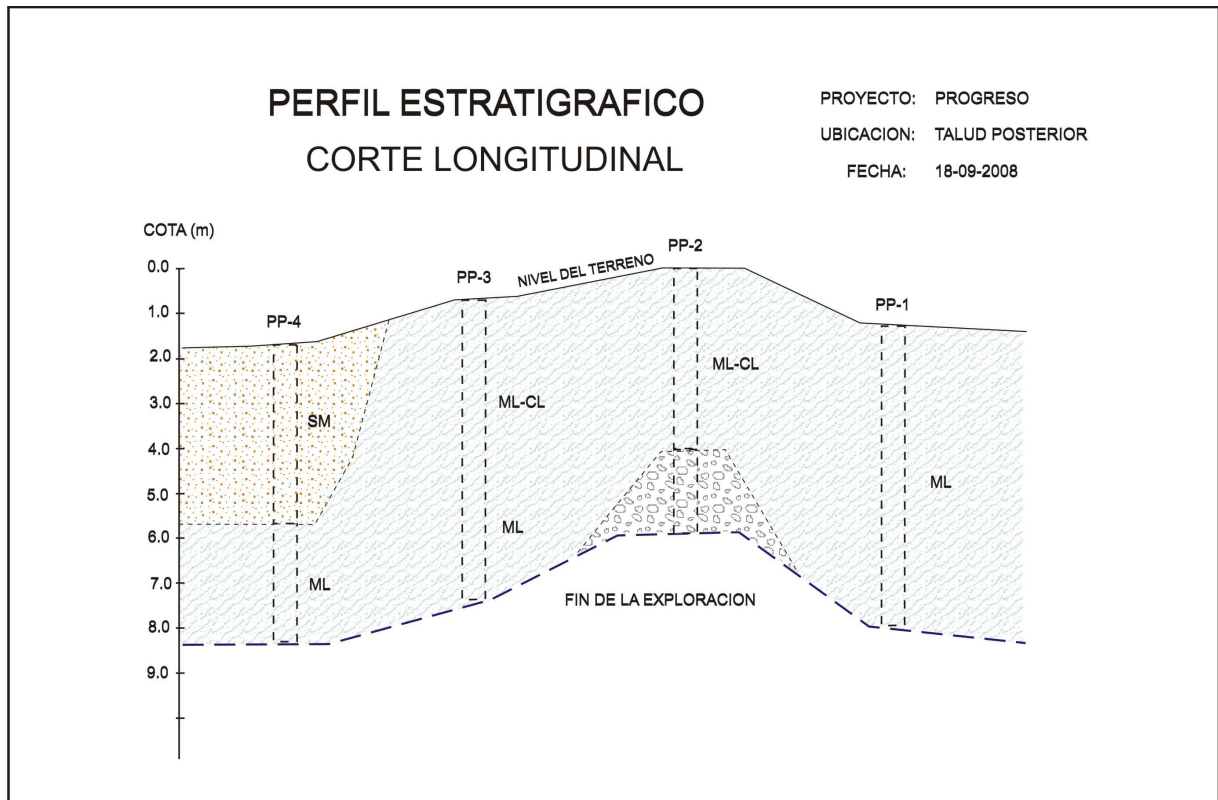
3.2. IDENTIFICACIÓN DE TIPOS DE SUELO

La clasificación e identificación de suelos se basa generalmente en determinar sus propiedades físicas, para lo cual es necesario conocer un sistema de clasificación para esto se sigue un procedimiento normalizado.

Con el fin de conocer la disposición estratigráfica se realizan en el sitio 4 perforaciones mecánicas con profundidades de 6m con pruebas de penetración estándar SPT, con la toma de muestras alteradas cada metro.

Las muestras son clasificadas de acuerdo al método de clasificación manual visual propuesto por el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos SUCS. En el gráfico Nro.3.1, se muestran las profundidades alcanzadas por los sondeos realizados.

Gráfico Nro.3.1 Perfil estratigráfico



FUENTE: JVB SUELOS Y MUROS, "Estudio de suelos para el diseño de las obras de estabilización de los taludes posteriores del terreno del proyecto, ubicado en San Luis, Sangolquí, Al oriente de la ciudad de Quito", 2008.

El nivel de perforación de los 4 pozos es medido desde el perfil natural del terreno, las perforaciones se identifican como PP-1 a PP-4.

El talud en su composición presenta arenas limosas plásticas de color café claro, de compacidad relativamente media, de tipo **SM** y limos arenosos de baja compresibilidad de color café amarillento de consistencia muy firme de tipo **ML-CL**, no presenta nivel freático.

En el perfil se aprecian zonas de color verdoso y café blanquecino, con una escasa presencia de raíces y materia orgánica en el estrato superior, los contenidos de humedad son uniformes y varían entre 21 y 36% considerados normales para este tipo de suelos, en el **gráfico Nro.3.1** se visualiza la distribución estratigráfica del suelo en estudio.

Con las muestras alteradas recuperadas de la calicata se realizaron los ensayos de laboratorio que consisten en:

- Contenido de humedad (ASTM D-2216)
- Granulometría por lavado (ASTM D-422)
- Límites de Atterberg (ASTM D-4318)

Con la muestra inalterada se procedió a realizar el ensayo:

- Triaxial UU (ASTM D-2850)

En el Anexo 2. Se presentan los reportes de los ensayos de laboratorio.

Los parámetros de resistencia al corte, obtenidos de la prueba de triaxial UU, se resumen en la **tabla Nro.3.1**

Tabla Nro.3.1
Parámetros de resistencia del suelo

Muestra	Cohesión (kg/cm²)	Ángulo de fricción(°)	Peso Unitario (T/m³)
PCA - 1	0.66	28.4	1.68

FUENTE: JVB SUELOS Y MUROS, "Estudio de suelos, Quito", 2008.

3.3. DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO²

Los valores de carga admisible son obtenidos mediante correlaciones del Nro. De golpes de la prueba de Penetración Estándar que son aplicables para este tipo de suelos.

Con los valores de N obtenidos de la prueba SPT. Se procedió a evaluar la capacidad de carga admisible del suelo para asentamientos máximos de 25mm, para zapatas y vigas entre 2.0 y 3.0 m.

² Ibid,p225.

Bajo la propuesta de nuevos estudios la presente determinación de la capacidad portante del suelo se basa, para este tipo de suelos según estudios realizados por Ing. Rodrigo Vásconez y el Ing. Jorge Valverde.

La ecuación del Módulo de elasticidad del suelo está dada:

$$E_s = 44N + 100 \quad (\text{T/m}^2) \quad (3.1)$$

Donde N es el número de golpes del ensayo S.P.T

$$C_2 = \frac{E_s * S * S_o}{B} \quad (\text{T/m}^4) \quad (3.2)$$

C_2 es un factor de corrección del asentamiento elástico.

S = asentamiento asumido.

$$S_o = \gamma * (Df + M * B) \quad (\text{T/m}^2) \quad (3.3)$$

Donde:

S_o = presión efectiva del suelo.

γ es el peso específico del suelo.

Df = profundidad de cimentación

$M = 1$ zapata es aislada

$M = 2$ zapata es corrida

B = Ancho de cimentación

$$q_a = \frac{\left\{ -4.8823529 * S_o + \sqrt{4.8823529^2 * S_o^2 + 4 * C_2} \right\}}{2} \quad (\text{T/m}^2) \quad (3.4)$$

Teniendo las características mecánicas del suelo y las dimensiones del muro, se calcula el coeficiente de presión activa del suelo K_a , de acuerdo a la teoría de Coulomb, con la siguiente fórmula:

$$K_a = \frac{\left\{ \text{sen}^2(\alpha + \phi) \right\}}{\left(\text{sen}^2 \alpha \right)^2 * \text{sen}(\alpha - \delta) * \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) * \text{sen}(\phi - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta) * \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (3.5)$$

Y el coeficiente de presión pasiva del suelo es:

$$K_p = \frac{1}{K_a} \quad (3.6)$$

La **tabla Nro.3.2** muestra los datos y cálculos para el coeficiente de presión activa del suelo, K_a .

Tabla Nro.3.2

cálculo de K_a

coeficiente de presión activa del suelo

Datos			unidad
Ángulo de fricción del suelo	ϕ	28,4	°
ángulo de la línea de falla	Θ	59,20	°
inclinación del muro	α	101,00	°
Ángulo de fricción suelo - cimentación	δ	14,2	°
inclinación de anclajes en el muro	β	10	°
P. Unit. Del suelo	γ	1,68	T/m ³
altura del muro	H	10,00	m
profundidad de la cimentación	Df	0,50	m

Cálculos

$\text{sen}(\alpha + \phi)$	0,77
$\text{sen} \alpha$	0,93
$\text{sen}(\alpha - \delta)$	1,00
$\text{sen}(\phi + \delta)$	0,68
$\text{sen}(\phi - \beta)$	0,32
$\text{sen}(\alpha + \beta)$	0,93
$\text{sen} \phi$	0,48
K_a	0,31

Cálculo para la cimentación de K_p

coeficiente de presión pasiva del suelo

K_a	0,36
K_p	2,81

En el Anexo 3. Se presentan en forma tabulada el cálculo de la capacidad de carga para cada sondeo realizado.

3.4. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES.

Con el fin de analizar la estabilidad de taludes que se generarán durante el proceso de construcción del proyecto, se procedió a realizar un cálculo para obtener los factores de seguridad al deslizamiento, considerando factores como su geometría, parámetros físicos, de resistencia al corte y el coeficiente de aceleración sísmica para el análisis pseudoestático.

3.4.1. Selección de parámetros de cálculo.

- **Geometría**

Los datos geométricos para el análisis del cálculo se resumen en tres perfiles representativos, los mismos que se presentan en el Anexo 4 y que fueron proporcionados por el dueño del proyecto.

Pero un detalle del talud con sus respectivos cortes se presenta a continuación en la figura Nro.3.1.

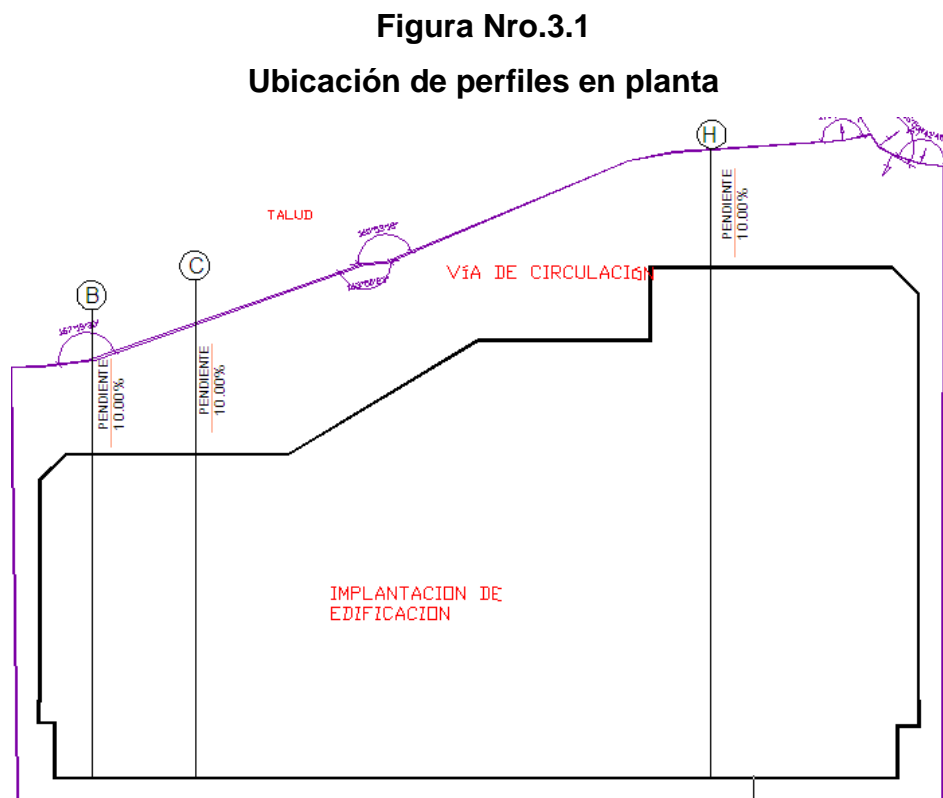


Figura Nro.3.2
Vista perfil Eje B-B

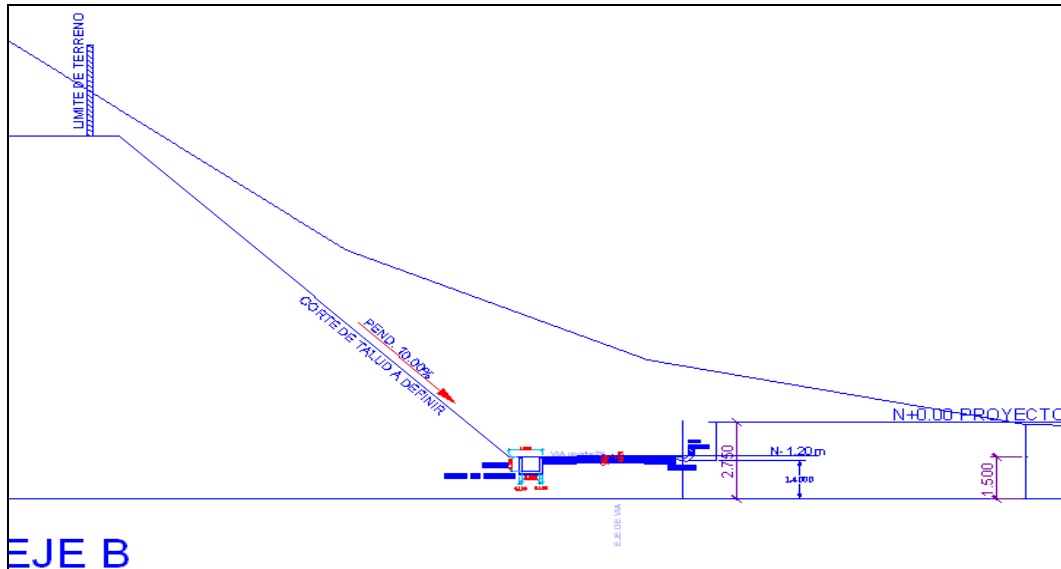


Figura Nro.3.3
Vista perfil Eje C-C

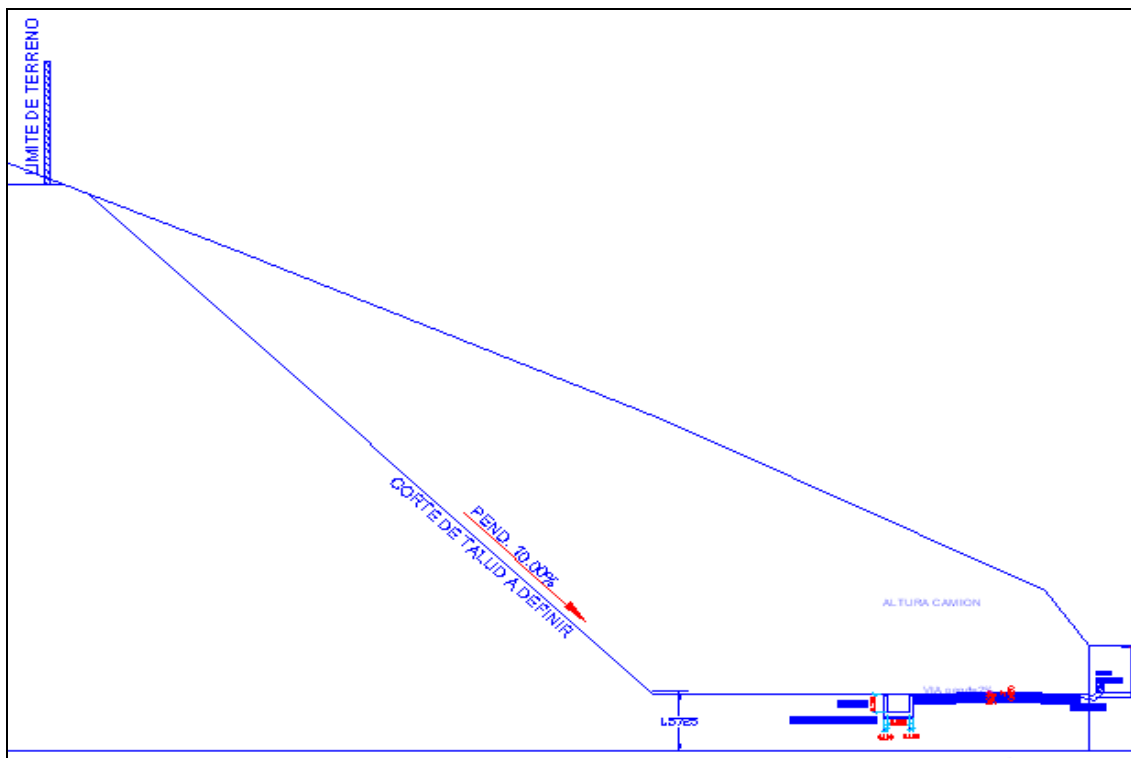
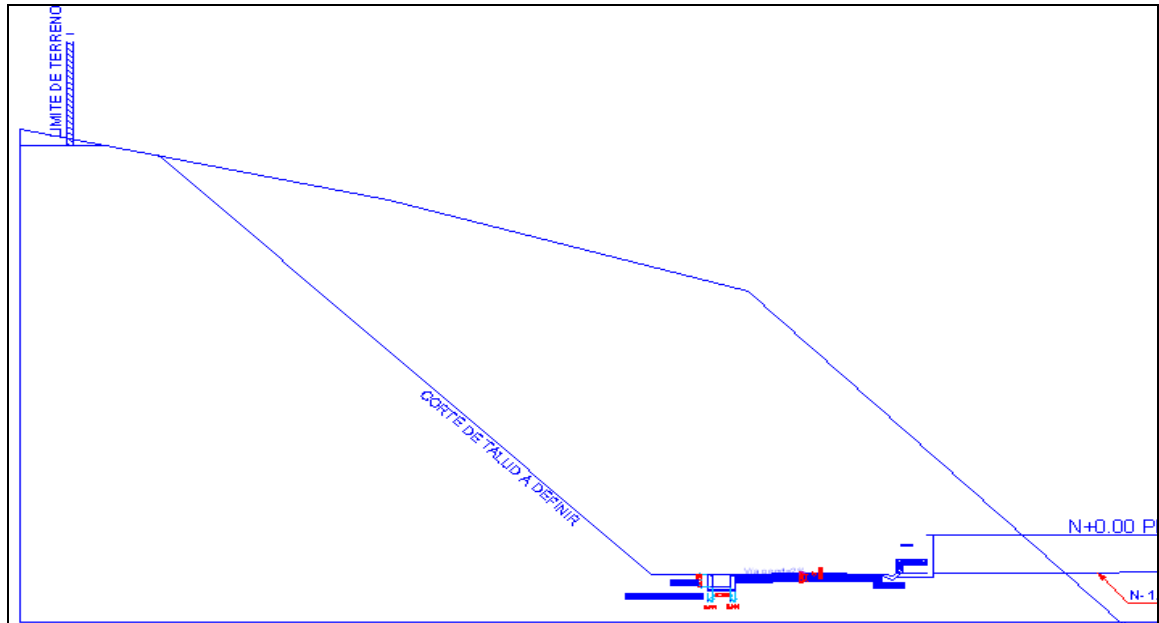


Figura Nro.3.4
Vista perfil Eje H-H



- **Resistencia al corte**

Para modelar las características de los suelos, que conforman el estrato del talud analizado, en base al ensayo de compresión triaxial, se han considerado los parámetros de resistencia al corte, los resultados obtenidos son los siguientes: cohesión $0,66 \text{ kg/cm}^2$, ángulo de fricción $\phi=28,4^\circ$ y peso unitario de suelo $\gamma=1,68 \text{ T/m}^3$

Cabe recalcar que durante el avance de las perforaciones no se detectó presencia de agua subterránea.

- **Aceleración sísmica**

El código ecuatoriano, en función de la zona sísmica IV en la que se encuentra la ciudad de Quito, incluyendo los valles, el valor de zona es de 0,4, además en estudios anteriores para otros proyectos ubicados en la zona y en la región han definido valores de aceleración en superficie del orden de 0.40 g. El utilizar en el

análisis seudo estático un valor de 0.20g que equivale en un análisis dinámico riguroso.

Para este caso se establece un valor de aceleración máxima efectiva en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la gravedad de 0,40g, y se ha asumido un coeficiente de aceleración horizontal de 0,20g y un coeficiente de aceleración vertical de 0,0g porque se descarta un eventual sismo localizado justamente por debajo del sitio de implantación del proyecto.

3.4.2. CÁLCULO DE LOS FACTORES DE SEGURIDAD.

Para el método de análisis de los factores de seguridad, se ha utilizado el programa XSTABL basado en el Método de Bishop, se procedió a analizar la estabilidad del talud en función de la geometría y de las propiedades mecánicas del suelo.

A continuación se mencionará cómo funciona el XSTABL versión 4.1. El XSTABL "es un programa que fue desarrollado originalmente por la Universidad Purdue para la comisión de carreteras del Estado de Indiana (USA). Se usa para determinar los factores de seguridad de una superficie de deslizamiento, los métodos de Bishop simplificado y Janbú, sin embargo también puede encontrar el plano de falla más crítico.

Este programa permite considerar algunas opciones como son: taludes homogéneos con materiales anisotrópicos, cargas pseudo-estáticas de sismo en sentido vertical y horizontal, sobrecarga en la cresta y en el talud y calcula la presión de poro.

Su manejo es bastante fácil y rápido con pantallas de ayuda, el programa requiere de la siguiente información:

La geometría del perfil del talud y de los estratos de suelo a analizarse, estos datos son ingresados como coordenadas x,y .

- Las características geomecánicas de los diferentes suelos que pudieran existir.
- La forma de simular la presencia del agua en el suelo.
- El tipo de superficie de análisis a realizarse, depende de la falla que se crea se presentará, es decir, utilizar Janbú o Bishop.
- El coeficiente sísmico y las sobrecargas.

Los límites máximos con los que trabaja son:

- La geometría del perfil puede definirse hasta con 99 segmentos de superficie, aceptando hasta 100 puntos de coordenadas (x,y).
- Los tipos de suelo diferentes en un mismo análisis pueden ser hasta 20, si fuese el caso.
- Las envolventes de Mohr – Coulomb pueden ser máximo 5 con 10 puntos cada una.
- Las sobrecargas tendrán como máximo 10 datos.

En caso de estar sobrepasando el límite, el programa se encarga de informarlo.

XSTABL recomienda que el ángulo del talud sea menor a 45° , no toma en cuenta los asentamientos que se pueden producir y trabaja en unidades inglesas y del SI Sistema Internacional.

En la salida el programa entrega una tabla con la información necesaria, incluyendo en factor de seguridad de la superficie de deslizamiento más crítica y en gráfico los 10 planos más críticos, sobresaliendo el del FS.

El programa permite calcular los factores de seguridad para un sinnúmero de círculos potenciales de falla. Para el diseño se ha seleccionado el valor del factor de seguridad más bajo, que a su vez corresponde al más crítico y por lo tanto es el que controla el diseño del talud.

Para la corrida del programa y la obtención de los factores de seguridad y los planos de falla, se procedió a ingresar los datos para generar los perfiles para el análisis del talud, luego se ingresó los datos característicos del suelo determinados en base de los ensayos de laboratorio.

El análisis se realiza con los parámetros fijos como son: presión intersticial, peso unitario, sobrecarga y carga sísmica”.

Los datos obtenidos del programa se muestran en el Anexo 5.

En la tabla Nro3.3, se muestra en resumen los resultados de factor de seguridad obtenidos en el análisis de estabilidad.

Tabla Nro.3.3

**Factores de seguridad
calculados**

PERFIL	CONDICIONES	Fsmín
EJE B	con sismo	2,800
EJE C	con sismo	3,217
EJE H	con sismo	2,564

Para asegurar la estabilidad global del talud, el factor mínimo de seguridad recomendado es de 1.50, por lo tanto según los datos mostrados en la tabla Nro.3.3, los factores de seguridad cumplen satisfactoriamente con esta condición.

CAPITULO 4

ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS

Mediante el transcurso del tiempo y por consiguiente el continuo crecimiento de la tecnología, dan lugar a nuevas propuestas que brindan solución a problemas de deslizamiento e inestabilidad de taludes, brindando varias alternativas de solución, las mismas que se ajustan a cada caso de análisis a realizarse.

Dentro de las alternativas disponibles existen varios tipos de muros que podrían cumplir los requerimientos de estabilidad, pero este estudio busca ser sistemático y para este caso en particular se hizo un breve análisis de las opciones que se podrían aplicar, entre estas se encuentran los **muros de tierra armada**, son muros que brindan la seguridad requerida pero que no se aplica ya que son utilizados para taludes donde se requiera ganar terreno mediante relleno por ese factor queda descartado este tipo de muro, el **muro en terraza** es una adaptación de los muros en cantiliver, son muros que se adaptan a grandes alturas, a pesar de ser aplicable este muro requiere gran espacio de trabajo frente al talud, además debe ser factible el corte del talud, lo que en este caso no es aplicable ya que se busca un tipo de muro que se adapte a la forma del talud evitando rellenos y grandes cortes para esto el **muro encribado** necesita de corte y relleno, en dicho caso no es aplicable, **el muro de gaviones** se usan para obras de contención, en este caso no es aplicable debido a que se requiere de muros de sostenimiento y revestimiento, al colocar un muro de gaviones se requerirá de cortes de tierra los cuales son innecesarios, es así que los muros que más se adaptan son los muros claveteados, los muros grapa claveteados y los muros en voladizo para los cuales se hará un análisis exhaustivo y dependiendo de los resultados se llegará a la mejor opción.

4.1. ALTERNATIVAS APLICABLES AL PROYECTO

Se seleccionaron las tres alternativas que mejor se adaptan a la estabilidad del talud mediante un estudio preliminar realizado, para dar un resultado final el mismo que será el adecuado para este talud en estudio.

4.1.1. MURO CLAVETEADO

El muro claveteado es una estructura de revestimiento y contención, el diseño se basa en el análisis de los empujes laterales los cuales a su vez se calculan en base a las propiedades del suelo como: cohesión, ángulo de fricción interna y peso unitario.

Los muros claveteados son estructuras que actúan conjuntamente con los anclajes, los mismos que son colocados en el talud y que en su parte interior se encuentra relleno de hormigón simple.

Los anclajes o clavos deben diseñarse para resistir la presión ejercida por la masa de suelo contenida, los mismos que se diseñan en estado pasivo ya que actuarán cuando la masa de suelo sufra desplazamientos laterales los mismos que generarán las presiones laterales.

4.1.1.1. EL PRINCIPIO DEL MURO CLAVETEADO

Los muros claveteados consisten en una variación de los muros anclados, los cuales se apoyan en la técnica conocida como “**soil nailing**”, desarrollada y utilizada en Norteamérica y Europa.

La excavación para la construcción de los anclajes se realiza por tramos horizontales y verticales, debido a que pueden producirse desprendimientos del talud.

Considerando las características del suelo del sitio, para alturas menores a 4.00m no presentan problemas de estabilidad.

A medida que la excavación del panel a construirse avance se construirá los anclajes, para lo cual ingresa el equipo de perforación; el proceso de perforación se realiza de forma manual debido a la corta longitud de los clavos y al tipo de suelo del lugar.

Cada anclaje se construye haciendo una perforación con una ligera inclinación, una vez realizada la perforación se introduce el acero de refuerzo, el mismo que estará provisto de espaciadores que servirán para generar adherencia entre el acero y hormigón, luego se procederá al colado del hormigón.

Las varillas de los anclajes al final en la unión entre la pantalla y el anclaje deben estar provistas de un gancho, para desarrollar la suficiente adherencia y longitud de desarrollo dentro del muro.

En el análisis de los esfuerzos un porcentaje de la cohesión del suelo es tomada en cuenta como un valor uniforme a lo largo de la profundidad, esto implica un factor de seguridad sobre la resistencia del suelo.

Los anclajes se calculan y diseñan por cortante y por fricción y además se calculan los esfuerzos de trabajo y los factores de seguridad de las varillas de acero estructural corrugadas de diámetros comerciales.

En la foto 4.1 se muestra una vista del muro claveteado en construcción, así como en la figura 4.1 y 4.2 una vista en corte del muro claveteado y un detalle del clavo o anclaje.

Foto 4.1

Vista frontal de un muro Claveteado en construcción.



Figura 4.1

Vista en corte de un muro claveteado

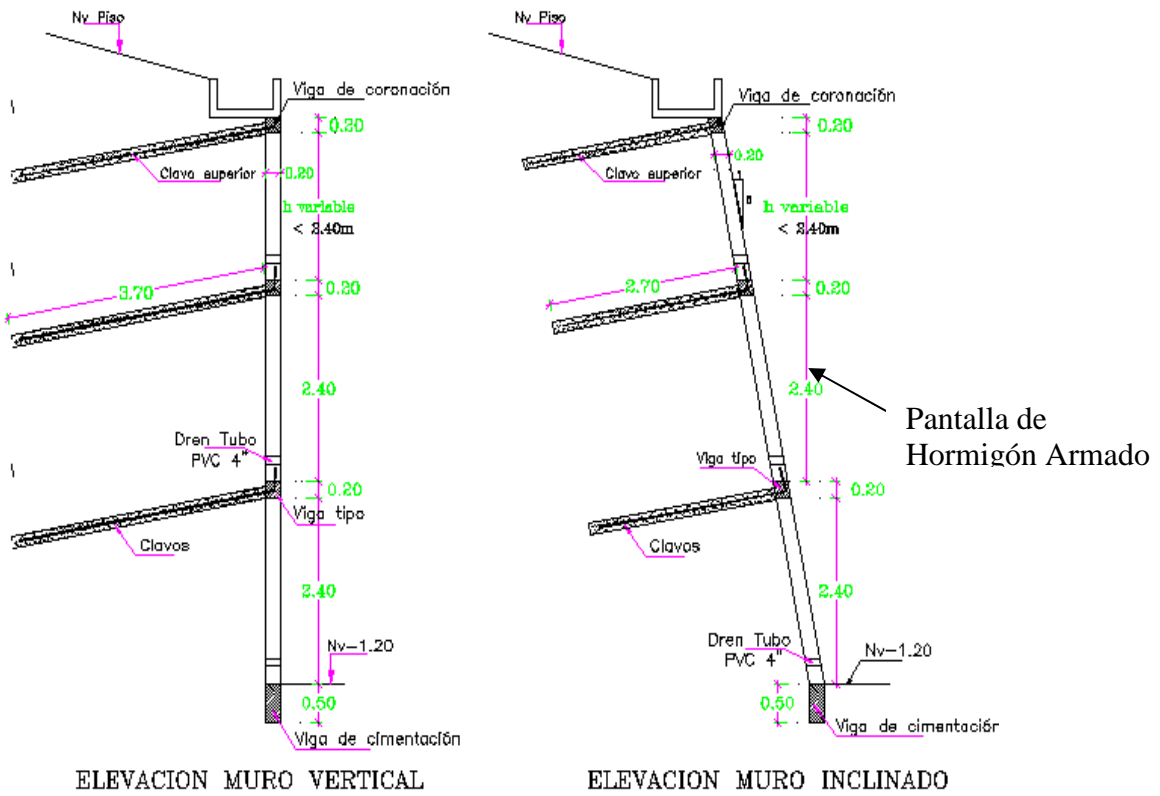
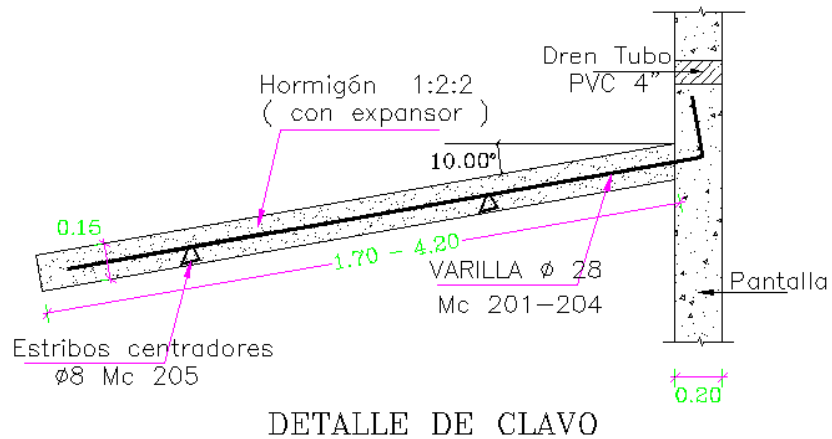


Figura 4.2
Vista en detalle de un anclaje o clavo



4.1.1.2. VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE SU APLICACIÓN

- **VENTAJAS**

Las excavaciones pueden realizarse de arriba hacia abajo, lo que es muy útil en la construcción de muros para sótanos y parqueaderos.

El poder construir un muro de arriba hacia abajo lo hace muy aplicable y debido a que posee anclajes, el volumen de hormigón en la pantalla es menor debido a que los espesores van desde 20cm en adelante.

Este tipo de muro se puede construir totalmente vertical o con una ligera inclinación, dependiendo del requerimiento o tipo de proyecto y de la estabilidad global del talud – muro.

- **DESVENTAJA**

Una desventaja importante es que los anclajes solo deben ser anclados en suelo natural, y no en suelos de relleno debido a que el material no brinda la suficiente adherencia para que el anclaje permanezca dentro de la masa del suelo.

4.1.2. MURO GRAPA CLAVETEADO

Los muros grapa llamados así debido a su forma geométrica, son muros de revestimiento auto soportantes que resisten empujes laterales activos bajos, desarrollados y disminuidos por la inclinación del muro.

Este muro consta de columnas y vigas formando un sistema reticulado dando la forma de una grapa³; este sistema reticulado forma paneles los mismos que quedan al descubierto y que pueden ser recubiertos con material impermeable, con piedra o con mortero lanzado dependiendo del caso.

4.1.2.1. EL PRINCIPIO DEL MURO GRAPA - CLAVETEADO

Este muro se encuentra formado por vigas y columnas. El espaciamiento de las vigas y columnas dependerá de las características de resistencia al corte del suelo y de las normas aplicables a vigas o losas en voladizo. Las vigas se empotran en el talud, a una profundidad suficiente que contrarresten los esfuerzos cortantes y para interrumpir el diagrama de presiones. En cada viga empotrada se generan fuerzas de fricción las mismas que se oponen a los empujes generados por cada segmento de muro.

En las uniones entre vigas y columnas se colocan anclajes o clavos, los paneles formados deben ser revestidos, con cualquier material que ayude a la impermeabilización del talud.

La inclinación del muro permite disminuir el área de la cuña de suelo activa, que genera el empuje lateral respectivo. Al ser el peso de la cuña menor, el empuje es menor y puede ser contrarrestado por las fuerzas de cohesión del suelo. Para mantener la cohesión del suelo en niveles apropiados y diferentes de cero, es preciso que la superficie del talud sea protegida de la saturación. Además el muro

³ CASTILLO DORIS, "Alternativas de solución para la estabilización del talud en el río Pisque-panamericana norte", 2003, pp. 52-53.

contiene un sistema de drenaje que complementa la seguridad contra la saturación del suelo al interior del talud.

El coeficiente de presión lateral se calcula aplicando la ecuación general de Coulomb; los empujes pasivos en el muro grapa se desarrollan en la cimentación del muro.

Pa : empuje activo del suelo tras el muro

$$Pa = 1/2 * \gamma * (H)^2 * Ka \quad (4.1)$$

Donde :

H = altura del muro

Ka = coeficiente activo del suelo

Los parámetros de diseño necesarios son:

- Peso unitario del hormigón armado
- Peso unitario de la mampostería en los paneles
- Angulo de inclinación del muro
- Peso unitario del suelo

Figura 4.3
Muro grapa vista frontal

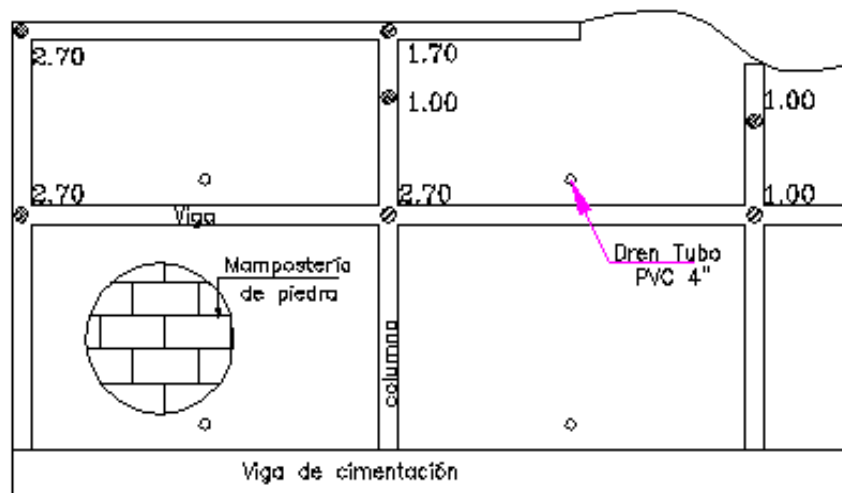
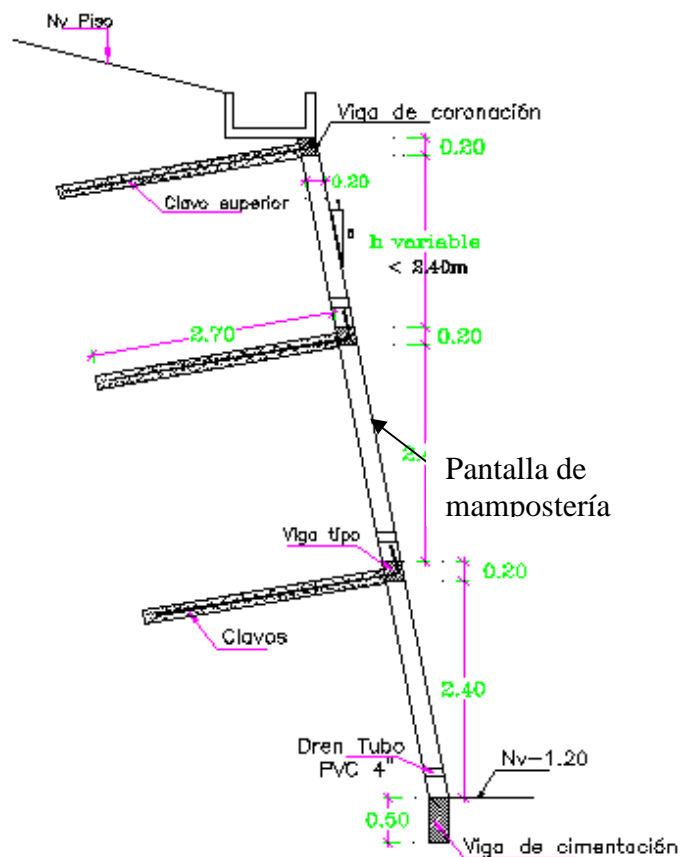


Figura 4.4
Muro grapa vista en corte



4.1.2.2. VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE SU APLICACIÓN

- **VENTAJAS**

Una de las ventajas de éste método, es aplicable a taludes de grandes alturas, la optimización en cuanto al tamaño de lo que podría ser un solo muro de una altura muy grande, incluso un refuerzo con contrafuertes, incrementando así su costo constructivo.

La ventaja más importante es que es mucho más económico debido a que el volumen de hormigón es menor ya que solo se utiliza en las vigas y columnas, además es constructivamente más rápido en tiempos de ejecución de obra,

debido a la facilidad de colocar algún material que cumpla con la impermeabilización en los paneles del muro.

Otra ventaja es que debido a su inclinación el volumen de la cuña es menor con lo cual disminuye el empuje activo del suelo, esta inclinación tiene sus restricciones ya que está ligada a la topografía del terreno.

- **DESVENTAJA**

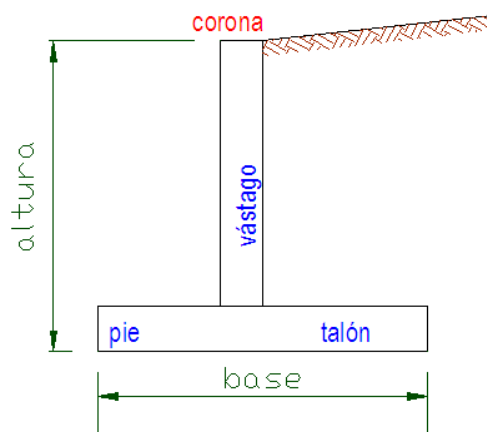
Este tipo de muro solo es aplicable para taludes inclinados, ya que no son muros de contención, limitando su aplicación.

4.1.3. MURO EN VOLADIZO

Los muros en voladizo, son muros en Concreto reforzado cuyo perfil común es el de una T o L como se muestra en la figura 4.5 y utilizan el peso del relleno para asegurarse de la estabilidad; este es el tipo de muro que con mayor frecuencia se presenta en la práctica del ingeniero y su utilización resulta económica hasta alturas de 6.00m, aproximadamente.

La figura 4.5 muestra en detalle un muro en voladizo.

Figura 4.5
Muro en voladizo

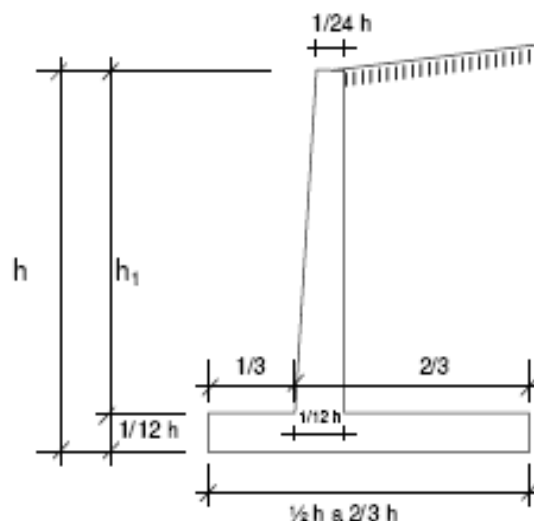


4.1.3.1. PRINCIPIO DEL MURO EN VOLADIZO.

Los muros en voladizo trabajan a flexión, son estructuras rígidas y para evitar las que se produzcan esfuerzos de tensión en toda la estructura el relleno sobre el talón del muro proporciona ese requerimiento para brindar la estabilidad necesaria.

Para muros en voladizo el ancho de la base también varía entre el 50 y 60% de la altura, el ancho de la corona debe ser $1/24$ de la altura o 25cm., se escoge el mayor de los dos para facilidad de la colocación del Concreto; el ancho del muro en la base debe ser $1/12$ de la altura; el espesor de la base debe ser por lo menos igual al espesor máximo del muro ($1/12 h$) y preferiblemente un poco mayor; el vástago debe colocarse sobre la base de tal manera que el voladizo delantero sea aproximadamente $1/3$ del ancho de la base, con el objeto de que la resultante de las fuerzas exteriores caiga dentro del tercio medio de la base como se muestra en la figura 4.6.

Figura 4. 6.
Prediseño del muro voladizo



FUENTE: Foundation Analysis and Design, JOSEPH BOWLES, 1977.

ELABORACIÓN: Liliana Auz

La presión máxima que presenta el muro en voladizo se localiza bajo la base y no debe exceder a la capacidad portante del suelo.

La reacción normal en la base del muro deberá cumplir la regla del tercio medio para obtener un adecuado factor de seguridad al volcamiento.

4.1.3.2. VENTAJAS Y DESVENTAJAS

- **VENTAJAS**

Los muros en voladizo son más económicos que los muros a gravedad debido a que el peso para la estabilidad del muro la proporciona el relleno del talud que se encuentra sobre la losa del talón del muro.

- **DESVENTAJAS**

Una de las desventajas es que resulta económicamente mejor cuando la altura llega a seis metros, debido a que si se aumenta la altura el espesor aumentará, conllevando un incremento en el costo de material y así mismo en el costo final de obra.

Además para llegar a alturas mucho mayores y reducir los momentos flectores se utilizan contrafuertes espaciados entre sí iguales o mayores a la mitad de la altura, de esta manera el costo económico del muro se incrementarán.

Una desventaja importante que para alturas grandes, el volumen de hormigón se incrementa y los costos de sobreexcavación para la zapata son significativos, lo que incrementa el costo de la obra.

Debido a los cortes y al gran espacio de desarrollo del talud, los volúmenes de relleno y corte incrementarán los costos finales, ya que para la aplicación de estos

muros el talud debe quedar vertical, incrementando también los costos en mano de obra y maquinaria requeridas para el corte y la preparación del suelo.

4.2. SELECCIÓN DE LA MEJOR ALTERNATIVA.

Como es lógico, para un caso dado habrá varias soluciones que satisfagan tanto las condiciones de estabilidad como las de resistencia, así por ejemplo, para aumentar la seguridad al deslizamiento puede aumentarse el largo de la base o colocarse una llave, siendo iguales todos los demás considerados, de acuerdo a las características del problema presentado y entendiendo las ventajas, desventajas y evaluando cual método es la solución adecuada, brindando la seguridad requerida y constructivamente económica se seleccionará la mejor solución.

El proceso de diseño consiste entonces en suponer, con base en la experiencia, las dimensiones para el análisis de los muro; luego verificar con esas dimensiones el análisis de estabilidad y el estructural; en la mayoría de los casos los análisis mostrarán la necesidad de algunos ajustes en los dimensionamientos iniciales pero normalmente con 2 ó 3 ensayos se llegará al diseño definitivo.

4.2.1. ANÁLISIS DE LA APLICACIÓN DE CADA ALTERNATIVA.

Para la aplicación del **muro claveteado**, se inicia con un planteamiento de un muro de un solo cuerpo de altura máxima 10.80m, debido a que el talud presenta un suelo cohesivo de acuerdo a los resultados de los análisis, la perforación de los anclajes se realizarán sin mayores contratiempos.

En este proyecto se requieren realizar cortes con alturas de hasta diez metros de altura, con pendientes en su mayor parte verticales para los cuales este tipo de muro es más seguro, además el muro Claveteado es un muro de contención y revestimiento, que se aplica para taludes verticales y de gran altura.

En el caso del **muro grapa**, debido a que existen taludes inclinados, es una buena opción porque la cuña de suelo disminuye, reduciéndose la resistencia del muro y la cantidad de material empleado en su construcción.

El muro grapa es un muro de revestimiento aplicable para taludes inclinados.

Además este tipo de muro que consta de columnas, vigas y paneles, el tiempo de implantación es menor y así se reducen los costos de mano de obra, que es un rubro muy importante en la construcción.

Los paneles revestidos pueden ser de mampostería de piedra, de bloque o cualquier material impermeabilizante, los mismos que ayudan en la conformación rápida del muro grapa.

.El uso de los **muros en voladizo** es otra alternativa planteada pero aplicable para alturas de hasta 5m ya que alturas mayores como en este caso alturas de 10m requeriría contrafuertes, los mismos que incrementarían el volumen de hormigón e igualmente los tiempos de ejecución de la obra, afectando así el costo del proyecto.

Para alturas mayores de 5m la cantidad de relleno aumenta, además de la importancia de la compactación del relleno sobre el talón del muro, ya que de este factor dependerá el correcto funcionamiento de la cimentación del muro.

4.2.2. SELECCIÓN DEFINITIVA DE LAS MEJORES OPCIONES.

Para la selección definitiva de la opción u opciones más apropiadas, que se analizarán con mucho detenimiento se empiezan descartando los muros ya mencionados en el capítulo 4, debiendo optar por las opciones que garanticen: la estabilidad del talud, la factibilidad de construcción y el costo total de la obra.

Al seleccionar las tres alternativas se considera que las opciones más económicas resultarían ser el Muro Claveteado y el Muro Grapa, el Muro en voladizo es menos factible ya que la recomendación es evitar cortes en el talud

natural, además de la gran cantidad de hormigón que sería necesario para su construcción.

En base a lo antes mencionado se realizará el análisis, diseño y comparación de costos, del muro claveteado, muro grapa y muro en voladizo, de estas tres opciones seleccionadas se definirán como opciones el muro claveteado y el muro grapa, como las mejores opciones para el proyecto descrito.

CAPITULO 5

DISEÑO DE LAS ALTERNATIVAS SELECCIONADAS

Mediante la obtención de los datos para el cálculo del muro se seleccionaron tres tipos de muros como mejores alternativas. Pero de las tres alternativas los dos muros, claveteado y grapa claveteado son los adecuados, debido a los grandes volúmenes de corte, relleno, que posteriormente se podrá visualizar después del diseño del muro voladizo.

En el sector sur occidental del talud objeto de este estudio, se presentan cortes de talud verticales de 10.80m de altura que se adecuan a la construcción del muro claveteado, y en el sector noroccidental se presentan taludes inclinados con pendientes promedio de 79° adecuados para el análisis y diseño del muro grapa-claveteado.

A lo largo del talud se visualiza alturas que varían entre 7m y 10 m, e inclinaciones del talud, generados por los cortes requeridos para la vía de ingreso del transporte de carga, se dividirá en dos tramos toda la longitud del talud para el estudio combinado de los muros, en una longitud de 81.80m se presentan taludes verticales y en una longitud de 133.43m son inclinados, los mismos que dividen el estudio del muro claveteado y muro grapa claveteado.

5.1. MURO CLAVETEADO

5.1.1. DISEÑO DEL MURO CLAVETEADO.

5.1.1.1. CONSIDERACIONES INICIALES.

El muro claveteado es utilizado para taludes donde se pueda hacer anclajes en suelo natural.

El diseño de este muro consistirá en un diseño de muro de contención y revestimiento, este sistema de muro debe proporcionar un factor de seguridad mayor que 1.5 que es el requerido para este diseño como se indicó en la tabla Nro.3.3.

Para este tipo de muro que se encuentra constituido de anclajes o clavos el diagrama de presiones dependerá de las propiedades del suelo, de las restricciones de los elementos de soporte y de la flexibilidad de toda la estructura.

El desarrollo de las presiones laterales es función de los desplazamientos laterales de la masa de suelo a contener. Los anclajes deben ser diseñados para resistir estas presiones luego de desarrolladas, por lo tanto son anclajes pasivos.

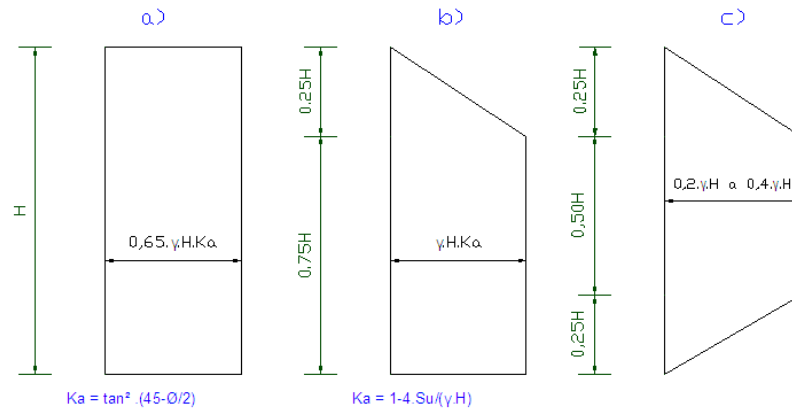
La distribución de presiones contra el muro no sigue la ley lineal de Rankine y Coulomb; sino que presenta una forma aproximadamente parabólica. Esta forma se debe a que el empuje generado por la tierra sobre la pantalla de muro en la zona inferior gira hacia fuera provocando un desplazamiento de suelo, esta deformación sufre el suelo durante el proceso de excavación ya que los cortes para este tipo de muro se realizan de arriba del talud hacia abajo. Estos empujen son pasivos debido a que solo se desarrollan cuando se presenta la falla.

La forma del diagrama de presiones propuesto por Terzagui y Peck (1969), con un criterio práctico se estableció una envolvente de forma trapecial como se muestra en la figura Nro.7 conocidas como envolventes de presión aparente.⁴

⁴ BOWLES, Joseph, "Foundation Analysis and Design", Second edition, McGraw Hill, 1977, p. 456.

Figura 5.1.

Distribución de presiones según Terzagui y Peck



DIAGRAMAS DE PRESIÓN LATERAL

a) Arena b) arcilla media a blanda c) arcilla dura fisurada

FUENTE: Foundation Analysis and Design, JOSEPH BOWLES, 1977.

Elaboración: Liliana Auz

Para este caso se tomará como referencia el diagrama de presiones tipo c debido a que el tipo de suelo presente es tipo ML y CL.

Ya calculado el diagrama de presiones que se muestra a continuación:

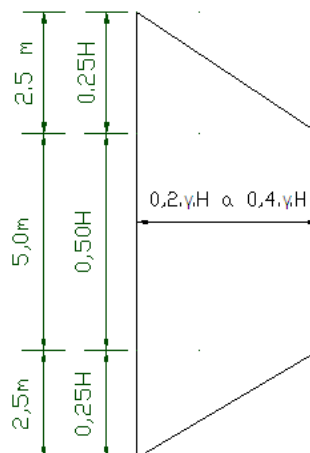


Tabla Nro.5.1

Cálculo de la presión activa del suelo

P. Unit. Del suelo	γ	1,68	T/m ³
Altura del muro	H	10	m
	0.25H	2,5	m
	0.5H	5	m
esfuerzo($\gamma \cdot 0.4 \cdot H$)	p	6,72	T/m ²

El esfuerzo para este caso es **p = 6,72T/m²**

Con los datos del diagrama de esfuerzos se procede a calcular las fuerzas que actuarán en cada vano, que se distribuirá para determinar la fuerza que tendrá que resistir cada anclaje.

A continuación se muestra la figura Nro.5.2 la distribución de fuerzas que actúa en cada vano, donde se puede apreciar que la pantalla del muro se calcula como si fuese una viga apoyada, los apoyos están asignados por los anclajes.

Figura 5.2

Forma Gráfica de las fuerzas actuantes de cada cuña de esfuerzos

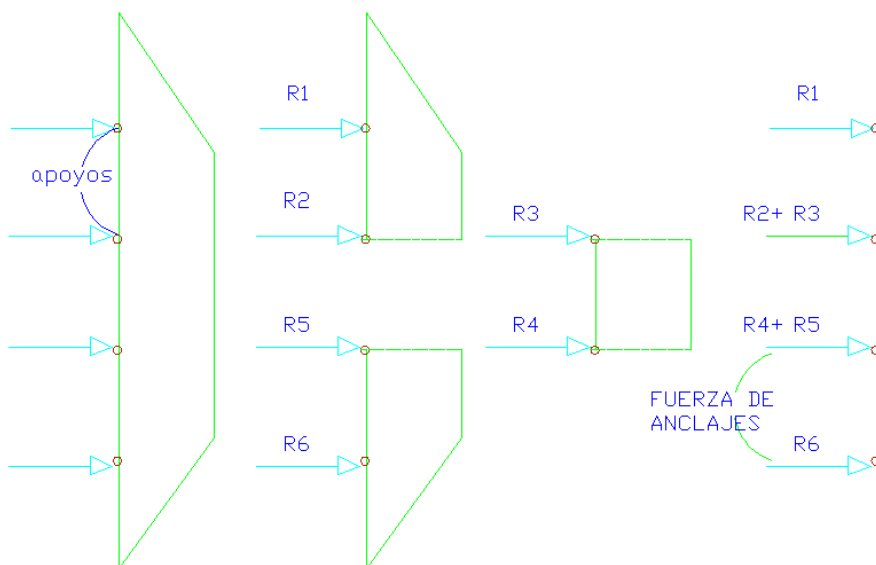
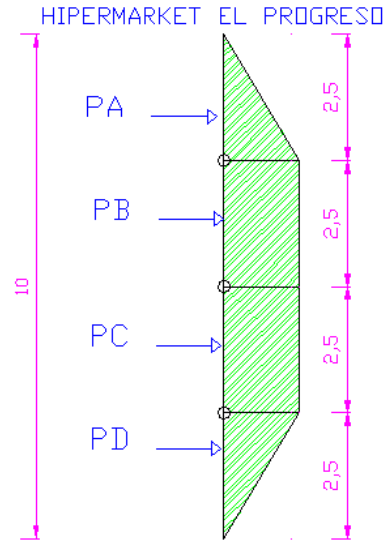


Figura 5.3

FUERZAS EN LA ALTURA DEL TALUD



ELABORACIÓN: Liliana Auz

Realizando los cálculos respectivos para cada cuña las fuerzas resultantes son:

Tabla Nro.5.2

Resultados de presiones en cada tramo de 2,5m

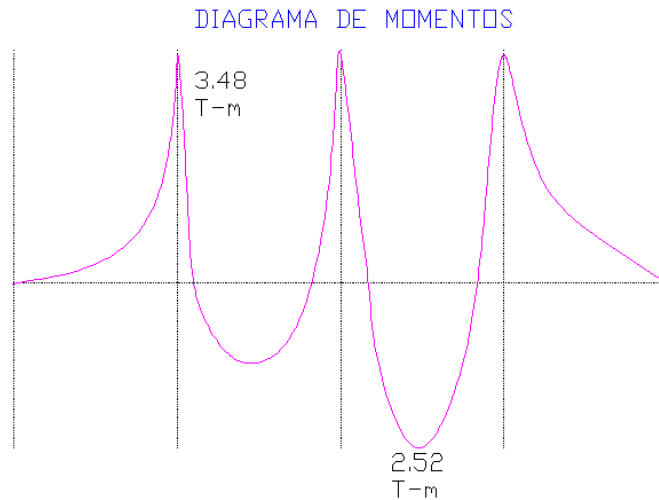
PA =	4,2	T/m
PB =	8,4	T/m
PC =	8,4	T/m
PD =	4,2	T/m

5.1.1.2. DISEÑO DE LA PANTALLA Y SU REFUERZO.

La pantalla del muro se define con un ancho de 0.20m; con una altura de 10m. El refuerzo del muro se calcula mediante el diagrama de momentos

positivo y negativo, generado al calcularlos como una viga continua simplemente apoyada.

Realizando el cálculo se obtiene que la viga genera un diagrama de momentos del cual, se obtiene los momentos máximos tanto positivo como negativo.



$$M_{\text{máx. (+)}} = 2,52 \text{ T-m}$$

$$M_{\text{máx. (-)}} = 3,486 \text{ T-m}$$

Tabla Nro.5.3

**Cálculos de cuantía para la pantalla del muro
Diseño para 1m de ancho de muro**

Mu =	2,52	T -m
Ø =	0,9	
Mn =	2,80	T -m
f'c =	210	Kg/cm ²
fy =	4200	Kg/cm ²
Para un metro de ancho		
b =	100	cm
d =	15	cm
ρ =	0,00307	
ρ _{mín} =	0,0033	
As =	4,95	cm ²
Avar =	1,131	cm ²
n =	4	
s =	22,85	

Mu =	3,486	T -m
Ø =	0,9	
Mn =	3,87	T -m
f'c =	210	Kg/cm ²
fy =	4200	Kg/cm ²
Para un metro de ancho		
b =	100	cm
d =	15	cm
ρ =	0,00423	
ρ _{mín} =	0,0033	
As =	6,35	cm ²
Avar =	1,131	cm ²
n =	6	
s =	17,83	

1 Ø 12mm @ 20

1 Ø 12 mm @ 20

Se establece que el acero requerido para la pantalla del muro es colocar en las dos caras $1\varnothing 12\text{mm} @ 20\text{ cm}$.

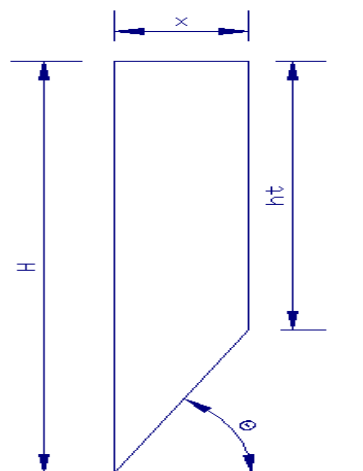
El acero de refuerzo en la parte transversal esta dado por el mismo cálculo con la consideración, que los anclajes en sentido horizontal estarán a la misma distancia, entonces el diseño será el mismo y la distribución de acero se satisface colocando en las dos caras **$1\varnothing 12\text{mm} @ 20\text{ cm}$** .

5.1.1.3. DISEÑO DE ANCLAJES O CLAVOS.

Para el cálculo de la longitud y de la distribución de los anclajes se utiliza el esquema de la ubicación de la grieta de tensión. Esta grieta de tensión se presenta en el talud cuando las excavaciones se realizan de arriba hacia abajo, también debido a que los cortes del talud son verticales; en este caso el muro es vertical y hay que tomar en cuenta este factor.

La longitud del anclaje debe sobrepasar el lugar donde se encuentra la grieta de tensión para determinar la posición de la grieta de tensión se ha establecido el siguiente esquema:

Figura 5.4
Forma Gráfica de la localización de la grieta de tensión



Donde:

H: es la altura total del muro

ht : profundidad de la grieta de tensión

$$ht = \frac{2 * c}{\gamma * \sqrt{Ka}} \quad (5.1)$$

c : cohesión al 50% de la cohesión obtenida del informe de suelos

γ : peso específico del suelo

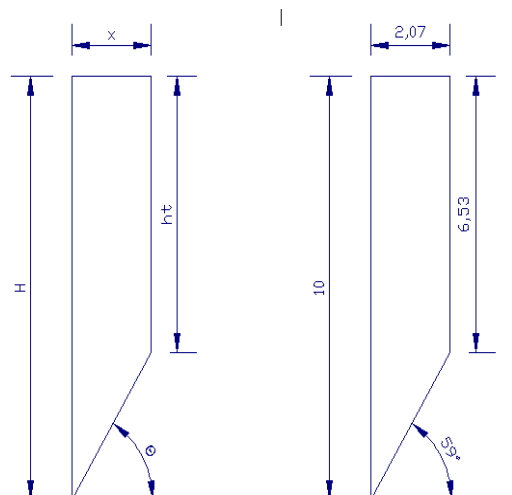
Θ : ángulo del plano de falla

Ka : coeficiente de presión activa del suelo

$$\Theta = 45^{\circ} + \frac{\Phi}{2} \quad (5.2)$$

Para este caso, la figura Nro.5.5, muestra la distancia a la cual se encuentra la grieta de tensión y la longitud de anclaje que debe sobrepasar la distancia x.

Figura Nro.5.5
Ubicación de la grieta de tensión



Las fuerzas de los anclajes a una distancia de 2,5 m son:

Tabla Nro.5.4

FUERZAS DE ANCLAJES

distancia entre anclajes	2,5 M	
PA =	10,5	T
PB =	21	T
PC =	21	T
PD =	10,5	T

Los anclajes deben cubrir la longitud de la localización de la grieta de tensión y satisfacer la fuerza total requerida.

A continuación se muestra una tabla de cálculo de la fuerza y la cantidad de anclajes requeridos, los mismos que después de varios intentos para determinar las dimensiones adecuadas que deben cubrir la fuerza de cada panel y la longitud no debe ser menor que la longitud de grieta requerida.

Tabla Nro.5.5

Cálculo de la fuerza de anclaje

Diámetro del anclaje, d	=	0,15	m
Inclinación del anclaje, β	=	10	°
Fricción suelo-anclaje, f	=	22,5	T/m ²
Número de clavos	=	4	u
Longitud de clavos, La	=	3	m
FS del anclaje	=	1,5	
Espaciamiento anclajes, s	=	2,5	m
Fuerza del clavo, Ta	=	1,54	T

$$Ta = \frac{\pi * d^2}{4} * \frac{La * \cos \beta * f}{Fs * s} \quad (5.3)$$

En los anclajes se calculan los esfuerzos de trabajo, los factores de seguridad de las varillas de acero estructural, además se calculan y diseñan por cortante y por fricción.

$$F_{\text{fricción columna}} = \frac{\pi * d * f}{F_s} \quad (5.4)$$

$$F_{\text{fricción panel}} = \frac{\pi * d * f}{F_s} \quad (5.5)$$

$$\sigma_{\text{adm varilla anclaje}} = \frac{f_y * d^2 * \pi}{4} \quad (5.6)$$

$$\sigma_{\text{máx varilla anclaje}} = F_{\text{fricción columna}} * L_{\text{anclaje}} \quad (5.7)$$

$$F_{\text{tensión en anclaje}} = \frac{\sigma_{\text{adm varilla anclaje}}}{\sigma_{\text{max varilla anclaje}}} \quad (5.8)$$

$$L_{\text{anclaje}} = \frac{F_{\text{Apanel}}}{F_{\text{Zapanel}}} * N_{\text{ro.de anclajes}} \quad (5.9)$$

Tabla Nro.5.6

Cálculo de factor de seguridad en los anclajes

F en panel:			
A	=	10,50	T
B	=	21,00	T
C	=	21,00	T
D	=	10,50	T
σ_{adm} varilla de anclaje	=	25,86	T
σ_{max} varilla de anclaje	=	21,00	T
FS tensión en anclaje	=	1,23	

Tabla Nro.5.7

Cálculo y diseño de anclajes

**LONGITUDES DE ANCLAJES
PANEL**

A	=		4.00	m
B	=		2.20	m
C	=		2.20	m
D	=		1.00	m

DISEÑO DE ANCLAJES				
POR CORTANTE			POR FRICCIÓN	
Diámetro de varilla	=	28 mm	Diámetro anclaje panel	= 15 cm
Cortante disponible	=	7,76 T	C. Fricción unitaria	= 2,25 kg/cm ²
Número de anclajes	=	2	FS fricción suelo-anclaje	= 2,00
Cortante aplicado	=	1,5 T	Fza fricción panel	= 5,30 T/ml
Factor de seguridad	=	5,17	Fza fricción columna	= 5,30 T/ml

El acero de refuerzo del clavo es la varilla de acero estructural corrugado de 28 milímetros de diámetro y 4.200 kg/cm² de resistencia a la fluencia (fy). Las varillas de los anclajes inclinados deben estar provistas de un gancho para desarrollar la suficiente adherencia y longitud de desarrollo dentro del muro.

Los anclajes o clavos que contienen a la varilla de acero están conformados preferentemente por hormigón simple con agregados de menor tamaño, máximo 50 milímetros, y con un aditivo expansor debidamente dosificado. El aditivo recomendado es de marca Expandhor, el cual se dosifica de acuerdo a la recomendación de fabricante, esto es 1.0 kilogramo de aditivo por cada saco de cemento de 50 Kg. mezclado en seco antes de su colocación en la máquina hormigonera.

La relación agua – cemento debe ser la adecuada para alcanzar una alta fluidez que permita su colado en el barreno. La resistencia a la compresión del hormigón mínima requerida es de 180 Kg. /cm², a los 28 días. Esta resistencia desarrolla la adherencia necesaria entre la varilla de anclaje y el hormigón.

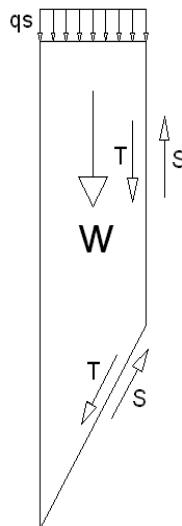
Los esfuerzos cortantes desarrollados por el peso propio del la pantalla del muro son soportados por los clavos o anclajes mientras se va construyendo el muro ya que carece de apoyo en la base. Una mejor visualización de la ubicación de los anclajes se encuentra dibujada en el plano final del muro Claveteado.

5.1.1.4. CÁLCULO DE ESTABILIDAD DEL MURO CLAVETEADO.

Para el cálculo de estabilidad del conjunto muro existen varios métodos pero para este caso se determina con el método de la cuña, el cual se basa en la forma gráfica de la localización de la grieta de tensión aplicable para suelos de la zona ecuatorial.

Figura Nro.5.6

METODO DE LA CUÑA



Donde:

W : peso de la cuña

qs : carga repartida sobre el talud

T: esfuerzo tangencial que actúa a lo largo de la cuña de deslizamiento

S: resistencia al esfuerzo cortante

$$QS = q_s \cdot x \quad (5.10)$$

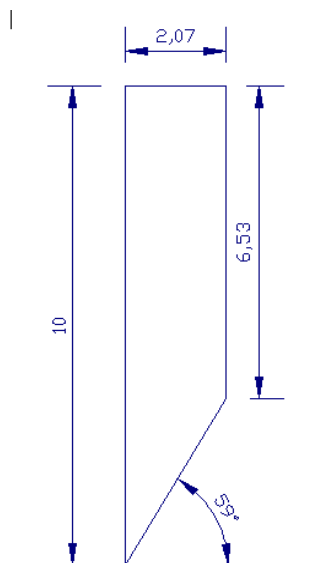
$$T = w \cdot \text{sen}\theta + QS \quad (5.11)$$

$$s = c + \sigma \tan \Phi \quad (5.12)$$

Con los datos y las ecuaciones ya descritas, la solución para el cálculo del factor de seguridad, Fs está dada en la tabla Nro.5.8

Tabla Nro.5.8

Cálculo del Fs



DATOS :			CÁLCULOS :		
c =	0,33	kg/cm ²	ka=	0,36	
φ =	28,4	o	w1=	22,50	T
γ =	1,68	T/m ³	w2=	5,82	T
qs=	0,0	T/m ²	Qs=	0,00	T
			S=	36,46	T
			T=	27,51	T
			FS=	1,33	

El valor mínimo aceptable para el factor de seguridad, F_s de 1.50 cubre la importancia y magnitud del proyecto, brindando confianza en la estabilidad del muro.

En consecuencia es aplicable la construcción de muros claveteados verticales de contención y revestimiento. Para alturas mayores a los 6,00 metros, se recomienda construir muros claveteados con pantalla de 20cm de hormigón y anclajes cortos, según se detalla en los planos finales de diseño.

5.2. MURO GRAPA CLAVETEADO

5.2.1. DISEÑO DEL MURO GRAPA CLAVETEADO.

5.2.1.1. CONSIDERACIONES INICIALES.

La aplicación del muro grapa claveteado es una buena alternativa de solución para la estabilidad del talud, además es un muro de sostenimiento y revestimiento, este tipo de muros están basados en la teoría y estudios realizados por el Ingeniero Jorge Valverde ya que su aplicación es reciente.

Los muros grapa son muros de revestimiento auto soportantes, calculados y diseñados para resistir los empujes activos desarrollados por el suelo.

Este muro es aplicable en taludes inclinados ya que la pendiente del muro permite disminuir el área de la cuña de suelo activa, generando un empuje lateral menor, que puede ser contrarrestado por las fuerzas de cohesión del suelo.

5.2.2. DETERMINACIÓN DE LA GEOMETRÍA DEL MURO GRAPA CLAVETEADO.

5.2.2.1. PENDIENTE DEL MURO.

Para la definición de la inclinación del muro se basará en la inclinación del talud, al mantener la pendiente disminuye el coeficiente de presión activa de tierras K_a , por lo tanto el empuje activo es menor a tener un paramento de muro vertical, estos muros se adecuan a la pendiente natural del talud, en este caso el grado de inclinación está alrededor de los 79° entonces está será la pendiente recomendada para el talud en estudio, cabe mencionar que la inclinación del muro puede variar para bajar costos de construcción o de estabilidad.

5.2.2.2. CÁLCULO DE DIMENSIONES PARA VIGAS Y COLUMNAS.

Para suelos cohesivos es aplicable la Teoría de Coulomb, mediante el cual se calcula el valor del ángulo formado entre el plano de falla y la horizontal.

$$\Theta = 45 + \frac{\Phi}{2} \quad (5.13)$$

$$\Theta = 45 + \frac{28,4}{2}$$
$$\Theta = 59,20^\circ$$

Debido a que el talud presenta un factor de seguridad mayor a 1,5, las pendientes generadas por los cortes son bastante estables, entonces el muro grapa será un muro de revestimiento, dado así las vigas se diseñan a corte y a flexión siguiendo las especificaciones del código ACI 318 – 95.

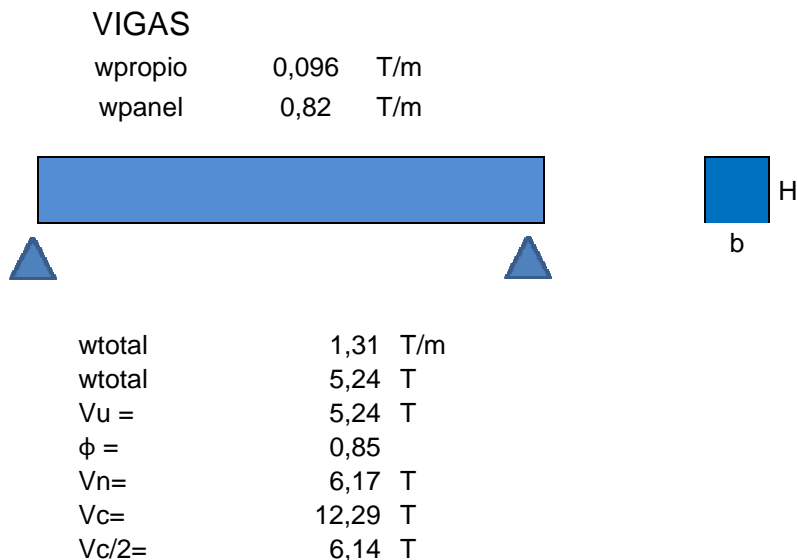
Las vigas del muro grapa no trabajan como elementos estructurales en su estricta definición sino que son diseñadas para soportar el peso propio de la

viga y de las presiones de tierra comprendidas entre vigas y columnas.

Según el código ACI 318-95 sección 9.5.2.1 en la tabla 9.5 señala que para vigas no presforzadas y simplemente apoyadas la longitud del vano es $l/20$, siendo l la longitud del vano en cm, para lo cual en este caso la viga sería de espesor de 20cm con una longitud entre anclajes de 4m.

Es así que se define el peso propio de viga y el peso del panel, que transmiten los esfuerzos hacia la viga, estos esfuerzos se suman para obtener la fuerza de corte actuante en la unión de la viga- columna, la cual se mayor a con los factores 1.4 para carga muerta y 1.7 para carga viva, para obtener la fuerza última de corte V_u , luego se calcula el cortante desarrollado por la sección de hormigón de la viga V_c , según el código ACI 318-95 sección 11.3, y se comparan los resultados, debiendo ser el valor de V_c mayor que V_u para garantizar que la sección escogida es capaz de soportar los esfuerzos cortantes a los que estará sometida la viga.

A continuación se muestra los cálculos realizados para la comprobación ya mencionada:



$V_n < V_c$ entonces se coloca refuerzo mínimo

El acero mínimo de refuerzo, para elementos sujetos a flexión, según el código ACI 318-95, especificación 10.5, se calcula para cada una de las caras con la siguiente ecuación:

$$A_{s\text{mín}} = \rho_{\text{mín}} \cdot b \cdot d$$

Optimizando el material se escoge un b y h de 20cm.

$$\rho_{\text{mín}} = 0,0033$$

$$A_{s\text{mín}} = 0,0033 \cdot 20 \cdot 15$$

$$A_{s\text{mín}} = 0,99 \text{ cm}^2$$

Con la varilla de 8mm, la cantidad de aceros en cada cara de la viga es de

$$n = A_s / A_{\text{var}}$$

$$A_{\text{var}} = 0,5027 \text{ para un } \phi \text{ de 8mm}$$

$$n = 0,99 / 0,5027$$

$$n = 1,97$$

El acero de refuerzo para la viga es de 4 aceros de 8mm de diámetro, debido a que el hormigón soporta el corte, la cuantía transversal es el mínimo requerido.

Según código ACI 318-95 sección 11.5.5.3, el refuerzo mínimo por cortante para elementos sujetos a cortante se deberá calcular por medio de:

$$A_v = 3,5 \cdot b_w \cdot s / f_y$$

$$A_v = 3,5 \cdot 20 \cdot 30 / 4200$$

$$A_v = 0,50 \text{ cm}^2$$

Donde :

A_v : es el área del acero de refuerzo por cortante

s : espaciamiento de los estribos

Los estribos de 8mm tienen un área de acero disponible de:

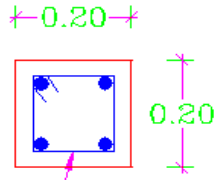
$$A_{\text{disp}} = 2 \cdot 0,503$$

$$A_{\text{disp}} = 1,006 \text{ cm}^2$$

Esta área cubre el requerimiento de acero, el acero transversal se cubrirá con la colocación de 1 estribo ϕ 8mm @ 30 cm.

Las dimensiones de la viga serán de 20 x 20 cm como se muestra en la figura Nro. 5.7.

Figura Nro.5.7
Dimensiones de la viga



Para optimizar la parte constructiva y los tiempos de ejecución de obra se colocarán vigas Armex del tipo VC-6 que cumplen con la sección de hormigón de 20 x 20 cm, con un As de 2,54 cm².

A continuación se muestra un detalle de las vigas Armex

columnas y vigas ARMEX								
TIPO	NOMBRE	SECCIÓN HORMIGÓN		ARMADURA PRINCIPAL				PESO
		A	B	A	B	diám.	área acero	
		cm		cm		# x mm	cm ²	kg/m
VC-6	VIGA COLUMNA	20	20	15	15	4 x 9	2,54	2,92

Teniendo en cuenta que las columnas de este muro no trabajan totalmente a compresión debido a que se apoyan en el talud, esta inclinación disminuye la carga sobre la columna.

Para la conformación de las columnas se sigue las normas del código ACI 318-95 sección de 10.8.4 que dice que para elementos sujetos a compresión que tengan una sección transversal mayor que la requerida por las consideraciones de carga, con el fin de determinar el refuerzo mínimo y la resistencia de diseño, se puede emplear un área efectiva reducida, A_g , no menor que $\frac{1}{2} A_g$.

La altura de cada columna es de 2,40m, para facilitar la construcción y anclaje de las vigas, columnas y del recubrimiento de piedra basílica de cada vano.

Para este caso se toma un 60% del área total, entonces el Área afectiva, A_g es

$$A_g = 60\%A_{total}.$$

Según la sección 10.9 del código, el acero mínimo para elementos sujetos a compresión es de 0.01 veces el área efectiva A_g de la sección del elemento.

Para columnas de 20 x 20 cm el área total de la sección es 400cm²;

$$A_g = 240\text{cm}^2$$

$$A_{smín} = 0,01 * A_g$$

$$A_{smín} = 0,01 * 240$$

$$A_{smín} = 2,4 \text{ cm}^2$$

El A_s mín es de 2,54 cm² y las columnas Armex cumplen con ese requerimiento, entonces se colocarán columnas VC-6, facilitando así la rápida conformación del muro grapa.

.

5.2.2.3. CÁLCULO DE DIMENSIONES DE LOS ANCLAJES.

Para el diseño de los anclajes se debe tomar en cuenta, el peso de la cuña generada por el peso del talud, sobre la viga ya que el diseño de los anclajes se define como una viga simplemente apoyada, los apoyos son remplazados por los anclajes, como ya se indicó antes los anclajes estarán a una distancia horizontal de 4m que es la longitud de la viga y verticalmente cada 2,5m.

Estos cálculos se muestran en la siguiente tabla:

Tabla Nro.5.9

CÁLCULO DEL MURO GRAPA - CLAVETEADO			
DATOS			unidades
Ángulo de fricción	\emptyset	28,4	$^{\circ}$
Cohesión,	C	6,6	T/m ²
P. Unit. Del suelo	γ	1,68	T/m ³
P. Unit. Hormigón	γ	2,4	T/m ³
ángulo de fricción	Δ	14,2	$^{\circ}$
altura	H	10	m
profundidad de la cimentación	Df	0,5	m
espesor de pantalla	e1	0,2	m
ancho del dentellón	b2	0,2	m
resistencia del hormigón	f'c	210	kg/cm ²
espaciamento entre vigas	h1	2,5	m
longitud de anclajes		1,7	m
ancho viga		0,2	m
diámetro de anclaje		0,15	m
inclinación del anclaje		10	$^{\circ}$
Nro. de clavos en la columna		2	unidades
espaciamento entre columnas		4	m
fs del anclaje		1,5	
fricción suelo - anclaje		22,5	T/m ²

CÁLCULOS:

			unidades		unidades
ángulo de la línea de falla	Θ	59,20	$^{\circ}$	ΣFr	75,35 T/m
inclinación del muro	A	101,00	$^{\circ}$	ΣFd	26,36 T/m
pendiente del muro	B	79,00	$^{\circ}$	Fsd	2,86
altura inclinada	Ldesarro.	10,19	m	ΣMr	398 T-m
base	B des	1,94	m	ΣMv	92,3 T-m
peso del muro	w1	4,89	T/m	Fsv	4,29
	Ka	0,31			
empuje activo global	Pa	26,36	T/m		
fuerza de cohesión	Pc	73,94	T/m		
fuerza de corte en dentellón	Tc	15,36	T/m		
peso de la cuña	Wr	0,84	T/m		
componente vertical peso cuña	wrv	0,82	T/m		
Fuerza generada por anclajes	Ta	1,411	T/m		

5.2.2.4. DISEÑO DE LA VIGA DE CIMENTACIÓN.

Debido a que el muro de diseño es un muro de revestimiento entonces los cálculos para la zapata se limitarán al diseño de una viga de cimentación y las cargas transmitidas serán la del panel del muro.

El diseño de la cimentación está dirigido a resistir las dos componentes horizontal y vertical de las fuerzas generadas por el peso propio del tramo inferior del muro.

La profundidad de empotramiento D_f , de la cimentación, es la mínima necesaria para desarrollar empuje lateral pasivo para que equilibre la componente horizontal.

Las fuerzas bajo la zapata deben ser menores que la capacidad de carga admisible del suelo. La viga soporta un peso de panel distribuida de $0,82T/m$, entonces mediante los cálculos, se determinó un momento del diagrama de la viga de M_u de $2,62T-m$ y con la interacción de las dimensiones se establece una viga de cimentación de $20 \times 50cm$, los cálculos de la armadura requerida para la viga de cimentación se encuentran en la tabla Nro.5.10.

Tabla Nro.5.10.

Cálculo de la armadura para la viga de cimentación

$M_u =$	2,62	T -m
$\emptyset =$	0,9	
$M_n =$	1,82	T -m
$f'_c =$	210	Kg/cm ²
$f_y =$	4200	Kg/cm ²
$b =$	20	cm
$d =$	45	cm
$\rho =$	0,00071	
$\rho_{mín} =$	0,0033	
$A_s =$	2,97	cm ²
$A_v =$	1,131	cm ²
$n =$	3	
Total	6,00	

6 \emptyset 12 en toda la viga

El acero de refuerzo diseñado es de 6 aceros de 12mm distribuidos en la viga, en este caso la viga requiere de refuerzo mínimo, debido a que $V_n < V_c$, entonces se colocarán estribos que confinan los aceros longitudinales.

$$\begin{aligned}
V_u &= 5,24 \text{ T} \\
\phi &= 0,85 \\
V_n &= 6,17 \text{ T} \\
V_c &= 12,29 \text{ T} \\
V_c/2 &= 6,14 \text{ T}
\end{aligned}$$

Según el código ACI- 95 sección 11.5.5, recomienda que el acero de refuerzo se calcule mediante la fórmula:

$$A_v = 3.5 \cdot b_w \cdot s / f_y \quad (5.14)$$

Estribos para un metro de viga

$$\begin{aligned}
b_w &= 100 \\
s &= 20 \\
A_v &= 3,5 \cdot b_w \cdot s / f_y \\
A_v &= 1,67 \quad \text{cm}^2 \\
A_{v \text{ disponible}} &= 1,57 \\
1 \text{ } \emptyset \text{ } 10\text{mm} @ 20 \text{ cm}
\end{aligned}$$

Entonces se colocan estribos de 10mm cada 20cm que son suficientes para satisfacer el requerimiento.

5.2.3. DISEÑO DEL RECUBRIMIENTO DE LOS PANELES DEL MURO GRAPA CLAVETEADO.

Los paneles deben ser revestidos con un material que eviten la disgregación con la acción del viento, debido a que las presiones son muy pequeñas, el recubrimiento soportará dichas presiones.

Los paneles se revestirán con piedra revocada, por bloques, o en dado caso con malla recubierta con mortero, en este caso se escogió piedra debido a que los tramos aledaños del talud son taludes recubiertos de piedra, para que tenga una continuidad estética se colocará piedra basílica. La función principal del

recubrimiento es brindar impermeabilidad al panel, ya que no cumple una función estructural sino más bien de impermeabilización.

La mampostería de piedra se colocará con una mezcla de mortero cemento – arena con relación 1: 6.

5.3. MURO EN VOLADIZO

5.3.1. DISEÑO DEL MURO EN VOLADIZO.

5.3.1.1. CONSIDERACIONES INICIALES.

La aplicación del muro en voladizo es convencional y una buena alternativa para taludes especialmente verticales. El procedimiento de diseño comienza con una selección tentativa de las dimensiones del muro en voladizo después de varias interacciones se escogerá la mejor opción que brinde estabilidad global, para luego proceder con el requerimiento estructural del muro.

5.3.2. DETERMINACIÓN DE LA GEOMETRÍA DEL MURO EN VOLADIZO.

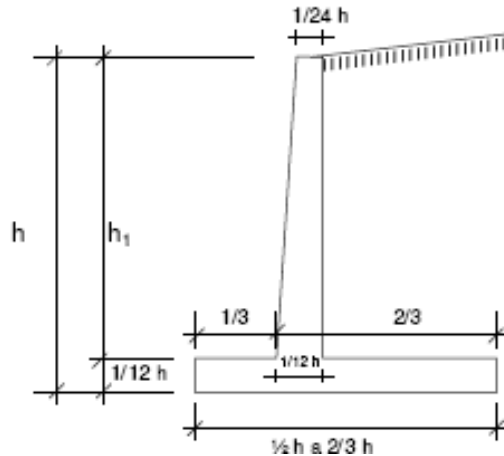
Los muros en voladizo cumplen con la misma función de los muros a gravedad, los cuales se diseñan de un gran espesor para evitar tensiones en la estructura del muro, este requerimiento en los muros en voladizo se reemplaza, con el peso del relleno sobre el talón que cumple la misma función.

Para el diseño del muro en voladizo se comienzan, con un prediseño utilizando las dimensiones sugeridas que muestra la figura⁵ Nro.5.8 y así

⁵ Ibid,p.374.

después de varias iteraciones llegando a escoger, las que brinden el mejor funcionamiento del muro.

Figura 5.8
Dimensiones preliminares del muro voladizo

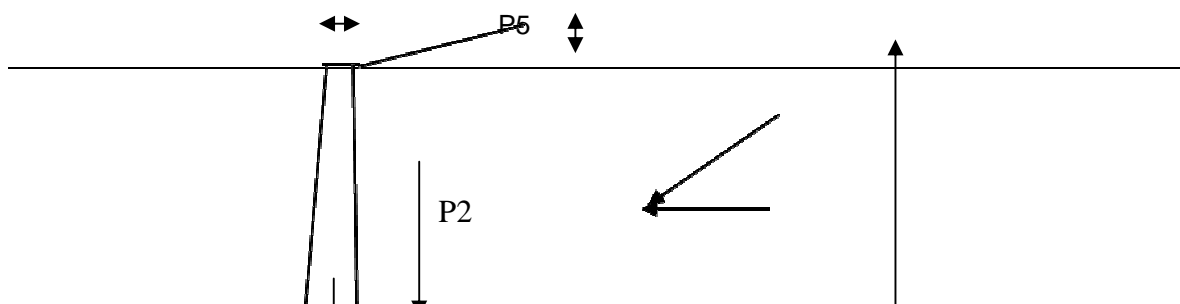


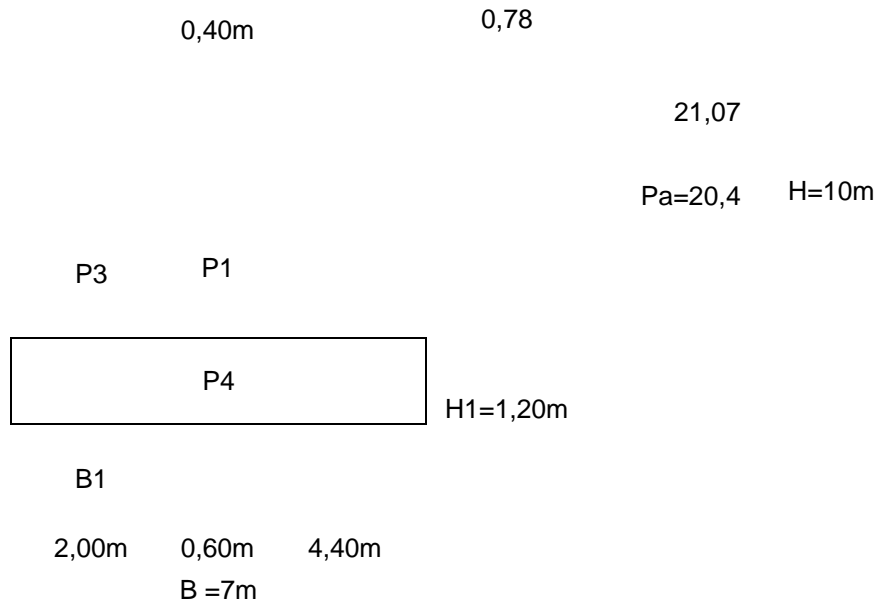
FUENTE: Foundation Analysis and Design, JOSEPH BOWLES, 1977.

ELABORACIÓN: Liliana Auz

Se realiza un prediseño iniciando con el único valor fijo la altura del muro y en base a esta dimensión, se derivan los valores tanto de espesor como de longitud del muro facilitando así el diseño definitivo de las dimensiones del muro en voladizo. Al imponerse valores tentativos después de varias pruebas, se determinó que las dimensiones para este muro que mantiene su estabilidad son las que se muestra en el siguiente gráfico:

Gráfico Nro.5.1
Diseño del muro voladizo





5.3.3. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL MURO EN VOLADIZO.

El muro en voladizo se calcula en base de la resistencia última, con lo que las cargas gravitacionales se multiplicaran por un factor de seguridad de 1.7 y las cargas muertas siendo el peso propio de la estructura se multiplicarán por el factor 1.4.

Para el cálculo del factor de seguridad F_s tanto al volcamiento como al deslizamiento, las ecuaciones son:

Factor de seguridad F_s :

Al volcamiento:

$$F_s = \frac{\sum M_r}{\sum M_v} \geq 2.00 \quad (5.15)$$

Al deslizamiento:

$$F_s = \frac{\sum F_r}{\sum F_d} \geq 1.50 \quad (5.16)$$

Con los datos ya obtenidos, F_s es el Mr momento resistente y M_v momento volcante, con respecto a un punto bajo al nivel de la zapata en la

tabla Nro.5.11, se muestran los cálculos obtenidos para el factor de seguridad tanto al volcamiento como al deslizamiento.

Tabla Nro.5.11.

Análisis de estabilidad del muro voladizo

Datos del muro

γ suelo =	1,68	T/m3	
γ hormigón =	2,40	T/m3	
f'c =	210,00	Kg/cm2	
fy =	4200,00	Kg/cm2	
\emptyset	28,4	°	
δ =	14,2	°	
c =	6,6	T/m2	
c'' =	3,3	T/m2	
H =	10,00	m	
β =	10	°	
qs =	2	T/m2	
H1 =	1,2	m	
B =	5,00	m	
B1 =	2,00	m	
ka =	0,25		
σ_{ha1} =	4,2	T/m2	γ suelo*H*ka
σ_{ha} =	1,4	T/m2	$\sigma_{ha1} + ka*qs - 2*c*\sqrt{ka}$
Pa=	21,07	T/m	
$2*c*\sqrt{ka}$	3,3	T/m2	
ka*qs	0,5	T/m2	
\emptyset corte	0,85		
σ =	20	T/m2	
u =	0,5407		Coeficiente de fricción

Tipo	W	Fuerza	H	x	Mv	Mh
		T	T	m	T*m	T*m
P1	12,00	16,80		2,30	38,64	
P2	73,92	103,49		4,80	496,74	
P3	1,01	1,41		1,00	1,41	
P4	20,16	28,22		3,50	98,78	
P5	2,87	4,01		5,53	22,21	
Pa	21,07		35,82	6,20		222,08
Total	131,03	153,94	35,82		657,79	222,08

Tabla Nro.5.11.Continuación

Cálculo al volcamiento

$$Fsv = Mr/Mv$$

Mr =	657,79	T*m	
Mv =	115,75	T*m	
Fsv =	5,68	OK	

Cálculo al deslizamiento

$Fsd=(T + Pp)*u/Pa$

kp =	4,00		
Pp =	7,56	T/m	
T = C+Ntanφ =			
C =	23,1	T/m	c**B
N =	153,94	T/m	FTtotal
T =	106,33	T/m	
Fsd =	1,72	OK	
d =	8,42	m	

El factor de seguridad al volcamiento es de 5,68 que es mayor a 2, y el factor de deslizamiento es de 1,72 es mayor a 1,50; con lo cual las dimensiones del muro están correctas.

5.3.4. ANÁLISIS DE LA PRESIÓN DEL SUELO.

La capacidad de carga admisible del suelo es **qa = 20 T/ m2.**

Tabla Nro.5.12

Análisis de la presión del suelo

cultimo del suelo=	40,00	T/m2	
x =	2,83	M	
e =	0,67		
B/6 =	1,17		
ΔM=	W*e		
ΔM=	103,07		
σ1 =	34,61	T/m2	
σ2 =	9,37	T/m2	

< 40,00 T/m2

< 40,00 T/m2

Como muestran los cálculos se determina que la presión ejercida por el muro no excede la presión admisible del suelo, lo que evita asentamientos grandes del suelo.

5.3.5. DISEÑO DEL REFUERZO REQUERIDO PARA LA PANTALLA DEL MURO EN VOLADIZO.

Para el diseño estructural se utiliza el método de resistencia última para lo cual se utiliza la siguiente ecuación:

$$M_u = 1,7 \cdot (P_a \cdot H/3) \quad (5.17)$$

$$M_u = 1,7 \cdot (k_a \cdot \gamma \cdot 1/2 H^2) \cdot (H/3) \quad (5.18)$$

$$M_u = 1,7 \cdot (0,25 \cdot 1,68 \cdot 100/2) \cdot 10/3$$

$$M_u = 119,40 \text{ T-m}$$

Tabla Nro.5.13
DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MURO

Pantalla			
b	100	cm	
h	40	cm	
d	32	cm	
\emptyset	0,90		
M_u =	119,40	T-m	=(P_a·H/3)·1,7
M_n =	132,66	T-m	=M_u/∅
M_n/b·d²	129,55		
ρ > ρ_{max}			
ρ_{max} =	0,01628		
A_s =	52,096	cm ²	
A_{var} =	18	2,5446	
A_{var} =	20	3,1415	
A_{var} =	22	3,8012	
n =	13,71		

1 φ 22 @ 10 cm

Para cubrir el requerimiento se seleccionan aceros de 22mm colocados a un espaciamiento de 10 cm en cada cara de la pantalla.

El refuerzo horizontal será el acero que cumple con las condiciones de retracción de fraguado y por cambios de temperatura, en este caso esta condición está dada por el ACI-95, sección 7.12.2.1⁶ con la siguiente ecuación:

$$A_s \text{ temperatura} = 0,0018 \cdot B \cdot h \quad (5.11)$$

$$A_s \text{ temperatura} = 0,0018 \cdot 100 \cdot 40$$

$$A_s \text{ temperatura} = 7,20 \text{ cm}^2$$

Para cada cara de la pantalla la cuantía necesaria será del 50% del A_s temperatura; $A_s = 3,60 \text{ cm}^2$, lo que quiere decir colocar:

$A_s =$	3,6	cm ²
$A_{var} =$	8	0,50264
$A_{var} =$	10	0,78538
$A_{var} =$	12	1,13094
$n =$	3,18	
$s =$	31,42	

1 ϕ 12 mm @ 30 cm

Entonces se colocará **1 ϕ 12mm @ 30 cm** horizontalmente, en cada cara de la pantalla del muro.

5.3.6. DISEÑO DEL REFUERZO REQUERIDO EN LA ZAPATA DEL MURO EN VOLADIZO.

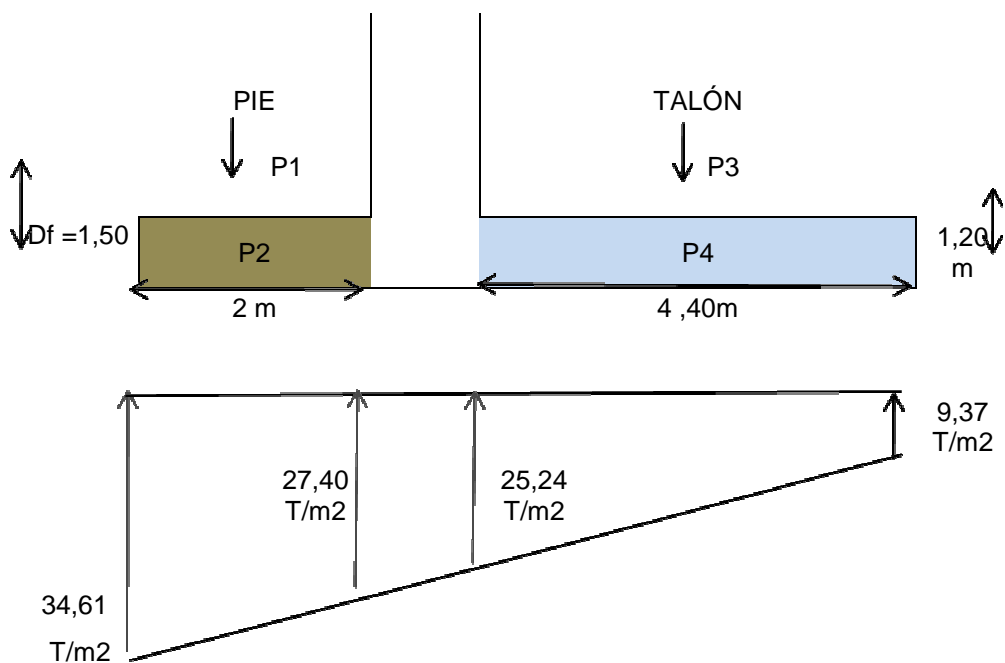
La cimentación del muro cumple la función de resistir presiones que causen deslizamiento o vuelco de la estructura, cumpliendo esta función, las dimensiones obtenidas después de un análisis interactivo, son las requeridas para contrarrestar estos efectos.

⁶ ACI 318-95, Reglamento para las construcciones de concreto estructural y comentarios.p. 31.

La zapata se diseña con un espesor de 1,20 m, con un ancho total de 7m de base y con una profundidad de cimentación D_f de 1,50 m; con estas medidas se realiza el cálculo de la armadura e incluyendo todas las fuerzas que actúan tanto en el pie como en el talón de la zapata.

A continuación el siguiente esquema muestra de forma gráfica las fuerzas actuantes y las dimensiones obtenidas.

Gráfico Nro.5.2
Diagrama de presiones en la zapata

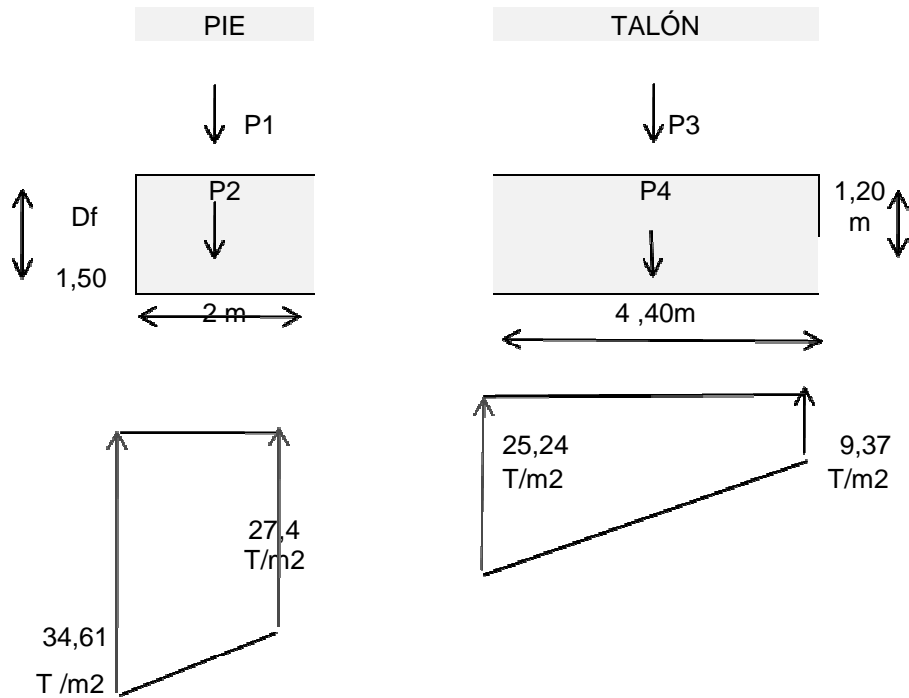


Mediante el diagrama de presiones se realiza el cálculo de las fuerzas actuantes sobre el pie y talón de la estructura, en este caso se realiza un sumatorio de fuerzas para determinar la fuerza de corte que actúa en el pie y talón de la zapata.

Luego del equilibrio de fuerzas se realiza el cálculo respectivo del momento, a continuación se muestra un esquema de las fuerzas actuantes en el pie y talón.

Gráfico Nro.5.3

Diagrama de presiones en el pie y talón de la zapata



Los cálculos se muestran a continuación tanto del cortante como del momento último.

Tabla Nro.5.14

Cálculo de acero requerido para el pie y talón del muro

PIE			TALÓN		
P1 =	1,008	T	P3=	73,92	T
P2 =	5,76	T	P4 =	12,672	T

Tabla Nro.5.14 Continuación

V=	55,24	T	V=	10,45	T
Mu =	57,64	T - m	Mu =	48,59	T - m
ϕ =	0,85	corte	ϕ =	0,85	corte
B =	100	cm	B =	100	
d =	114	cm	d =	114	

$\phi V_c =$	74,467	T	
$\phi V_c \Rightarrow V$ OK			
	74,46765	>	55,24 OK

$\phi V_c =$	74,467	T	
$\phi V_c \Rightarrow V$ OK			
	74,4677	>	10,45 OK

PIE

$M_n =$	64,048	T - m	
$M_n/b*d^2$	4,9283		
$\rho < \rho_{\min}$	0,0011		
$\rho_{\min} =$	0,0033		
$A_s =$	37,62	cm ²	
$A_{var} =$	10	0,7853	
$A_{var} =$	12	1,1309	
$A_{var} =$	20	3,1415	
$n =$	11,975		
$s =$	8,3506		
1 ϕ 20mm @ 10 cm			

TALÓN

$M_n =$	53,988	T - m	
$M_n/b*d^2$	4,1542		
$\rho < \rho_{\min}$	0,001		
$\rho_{\min} =$	0,0033		
$A_s =$	37,62	cm ²	
$A_{var} =$	10	0,785	
$A_{var} =$	12	1,130	
$A_{var} =$	20	3,141	
$n =$	11,975		
$s =$	8,3506		
1 ϕ 20mm @ 10 cm			

Como se indica en la tabla anterior con los respectivos cálculos se determina que el acero requerido tanto para el pie como para el talón es de **1 ϕ 20mm @ 10 cm**.

El acero de refuerzo horizontal será el requerido para retracción de fraguado y cambios de temperatura.

$$A_s = 0,0018 * B * h$$

$$A_s = 0,0018 * 100 * 1,20$$

$$A_s = 21,60 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 10,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{var} = 16 \text{ 2,01}$$

$$n = 5,37$$

$$s = 18,62$$

$$\mathbf{1 \phi 16mm @ 20 cm}$$

El acero requerido en cada cara de la zapata será el 50% del acero total, en cada cara se colocará 10,80 cm², entonces se pondrá acero de 16mm cada 20 cm.

5.4. ESPECIFICACIONES ADICIONALES PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LOS MUROS DISEÑADOS.

Como se demostró anteriormente los muros más adecuados para el talud en estudio serán el muro Claveteado y el Muro Grapa Claveteado que permiten una rápida construcción y un menor costo en material y mano de obra. En referencia a estos tipos de muro se deben determinar algunos detalles adicionales al momento de la construcción en la obra los mismos que brindarán un adecuado funcionamiento de dichas estructuras.

Se deberá construir un replantillo de hormigón simple de al menos 7 cm. de espesor, una vez efectuada la excavación de la cimentación, con el fin de evitar cambios significativos en la humedad del suelo.

5.4.1. COLOCACIÓN Y FUNDICIÓN DE ANCLAJES

Cada anclaje o clavo será construido con una perforación inclinada de 10° con respecto a la horizontal y una longitud establecida en el diseño.

Una vez ejecutada la perforación, se introducirá el acero de refuerzo, el cual deberá estar provisto de espaciadores o patines que servirán para centrar la varilla, los clavos tendrán un gancho en su tramo final.

Cuando esté colocada la varilla se procede a inyectar a lo largo de la perforación hormigón simple con agregados de tamaño menor de 50mm, al cual se le adicionará un expansor con la dosificación adecuada, la resistencia a la compresión mínima requerida de los clavos a los 28 días es de 180Kg/cm². Esta resistencia es la adecuada para desarrollar la adherencia entre el acero y el hormigón.

La distribución de anclajes podría variar debido al proceso constructivo a emplearse.

5.4.2. RELLENO Y COMPACTACIÓN

El relleno y el proceso de compactación para las varias alternativas es de mucha importancia debiendo ser seleccionado el material de relleno bajo las siguientes consideraciones:

Tabla Nro.5.15
Especificaciones del material de relleno

Tamaño máximo de partícula	15 cm.
Porcentaje de finos mínimo	15%
Porcentaje de finos máximo	30%
Límite líquido máximo de los finos	25%

Los volúmenes de relleno que en dado caso falten se tomarán de las excavaciones realizadas en la parte frontal del la estructura implantada.

5.4.3. OBRAS DE PROTECCIÓN.

A medida que se realizan los cortes del talud se deberá tratar de mantener firme el mismo, con la colocación de capas de plástico evitando así la disgregación del material y la impermeabilización del muro en caso de ocurrencia de lluvias que pueden provocar deslizamientos significativos del talud.

En la parte alta del talud se deberá impermeabilizar ya sea colocando un geotextil o, con la construcción de un canal que recoja las aguas lluvias para facilitar la evacuación y un posible aumento de humedad en el talud.

5.5. ANÁLISIS COMPARATIVO DE GASTOS.

El factor económico es muy importante por lo que es predominante hacer el análisis respectivo de cada alternativa de muro, para este análisis se toma en cuenta el cálculo en hojas electrónicas y los rubros de la Cámara de Construcción de Quito, como fuente referencial en cada caso; estos costos no incluyen el Impuesto al Valor Agregado, IVA, así como también no consideran el 25% de costos indirectos, los distintos volúmenes se han obtenido de forma manual y enfáticamente a partir de la topografía del sector y de la implantación del modelo a analizarse.

En la tabla Nro.5.16 se muestra a detalle la cuantificación de los rubros más importantes para confirmar que los muros adecuados para la estabilización del talud del Hipermarket – El Progreso, son el Muro Claveteado y el Muro Grapa Claveteado.

Tabla Nro.5.16
Comparación de volúmenes de obra de los tres tipos de muros.

LONGITUD TOTAL MURO CLAVETEADO		81,8	m		
Volumen de hormigón	Pantalla	94,91	m3	210	Kg/m2
	Zapata	6,54	m3	210	Kg/m2
	Clavos	7,95	m3	180	Kg/m2
Volumen de hormigón	Total	101,45	m3	210	Kg/m2
acero		10918,75	kg		
LONGITUD TOTAL MURO GRAPA					
Volumen de hormigón	Vigas y columnas	33,82	m3	210	Kg/m2
	Clavos	3,6	m3	180	Kg/m2
acero		918	kg		
mampostería de piedra		657,88	m2		

Tabla Nro.5.16 Continuación

LONGITUD TOTAL MURO VOLADIZO		81,8	m		
Volumen de hormigón	Pantalla	490,8	m3	210	Kg/m2
	Zapata	687,12	m3	210	Kg/m2
Volumen de hormigón	Total	1177,92		210	Kg/m2
Acero		88469,202	kg		

Cortes de tierra		4286,32	m3	
Relleno		3599,20	m3	

	volumen de hormigón de 210 Kg/cm2
	Peso en Kg de acero
	Cortes de tierra m3
	Relleno m3

Entonces las cantidades del muro en voladizo demuestra que tanto el volumen de hormigón como la cantidad de acero en Kg es mucho mayor que el muro Claveteado Y el muro Grapa-Claveteado, en consecuencia el cálculo del presupuesto, cronograma de actividades y los planos finales de diseño se aplicarán a los dos muros seleccionados.

Cabe mencionar que el presupuesto de una obra no es más que el precio total de la obra donde se consideran elementos indispensables como un valor adicional, este valor será un porcentaje para imprevistos y las utilidades que espera obtener el contratista al final del proyecto.

A continuación se realiza el presupuesto para el muro Grapa – Claveteado y para el muro Claveteado, utilizando los precios proporcionados por la Cámara de la construcción Quito CCQ. En este presupuesto se calculará el precio por metro cuadrado de muro en cada caso.

El presupuesto obtenido mediante la cuantificación de volúmenes de obra, mano de obra, y disposición de materiales constituye un documento importante, en base al cual se realizarán las facturaciones correspondientes de acuerdo a un cronograma para la ejecución de la obra.

PRESUPUESTO MURO GRAPA PROYECTADO

Área de Muros: 760,70 m2

DESCRIPCIÓN	CANT	UNID	P. UNIT.	P. TOTAL
Obras preliminares	1,00	u	1.200,00	1.200,00

Peinado del talud	760,70	m2	0,65	494,46
Excavación para zapata	13,34	m3	5,20	69,35
Hormigón en Zapata	13,34	m3	261,89	3.492,57
Hormigón en columnas	8,08	m3	261,90	2.116,15
Hormigón en vigas	12,48	m3	220,03	2.745,97
Acero en zapata	1.060,57	kg	1,47	1.559,04
Acero en columnas(electrosoldada)	202,10	m	7,70	1.556,17
Acero en vigas(electrosoldada)	312,00	m	7,70	2.402,40
Mampostería de piedra	657,88	m2	15,78	10.379,70
Cuneta de coronación	133,36	m	15,78	2.104,09
Drenajes PVC 4"	19,00	m	9,76	185,49
Limpieza final de obra	760,70	m2	1,16	884,31
Subtotal usd				28.305,38
Perforación de barrenos	390,40	m	12,00	4.684,80
Acero en anclajes d=28 mm	427,00	m	8,08	3.448,03
Acero en anclajes d=8 mm	122,00	m	1,78	216,55
Mortero en anclajes	390,40	m	3,70	1.444,48
Aditivo anclajes	390,40	m	0,26	100,85
Subtotal usd				9.894,71
Total usd				38.200,09
Costo por metro cuadrado de muro usd				50,22

Los precios anteriores no incluyen IVA.

PRESUPUESTO MURO CLAVETEADO PROYECTADO

Área total del Muro: 474,57 m2

DESCRIPCIÓN	CANT	UNID	P. UNIT.	P. TOTAL
Obras preliminares	1,00	u	1.200,00	1.200,00

Peinado del talud	474,57	m2	2,80	1.328,80
Excavación para zapata	7,56	m3	5,20	39,31
Relleno tras muro	194,22	m3	4,24	823,49
Hormigón en Zapata	7,56	m3	261,89	1.979,89
Hormigón en Pantalla	94,91	m3	164,71	15.633,28
Acero en zapata	601,22	kg	1,47	883,79
Acero en Pantalla	14.515,51	kg	2,16	31.353,50
Cuneta de coronación	75,60	m	15,78	1.192,97
Drenajes PVC 4"	7,75	m	9,76	75,66
Hormigón en losetas	14,40	m3	254,36	3.662,78
acero en loseta	745,92	kg	1,47	1.096,50
bajantes Aguas Iluvias	12,00	m		
Subtotal usd				59.269,98
Perforación de barrenos	493,00	m	12,00	5.916,00
Acero en anclajes d=28 mm	538,00	m	9,21	4.956,33
Acero en anclajes d=8 mm	150,00	m	1,78	266,25
Mortero en anclajes	493,00	m	3,70	1.824,10
Aditivo anclajes	493,00	m	0,26	129,41
Subtotal usd				13.092,09
Total usd				72.362,07
Costo por metro cuadrado de muro usd				152,48

Los precios anteriores no incluyen IVA.

Según los correspondientes presupuestos, el precio por metro cuadrado de muro grapa es de 50,22 dólares y el costo por metro cuadrado para el muro claveteado es de 152,48 dólares sin incluir el impuesto al valor agregado., en conclusión el muro grapa claveteado es mucho más económico por eso es el que mejor se adecua, en el talud inclinado, mientras el muro claveteado se adecuará a los cortes verticales de talud.

5.6. CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES.

Determinadas ya las actividades principales se realizará una estimación del tiempo que durará cada actividad, este tiempo se estimará en días y con la dependencia de ejecución de la actividad precedente.

Para un rápido y eficiente cronograma se utilizan varios programas que ayudarán de manera rápida a la diagramación de las actividades a realizarse.

En el anexo 6 se muestran los tiempos y desarrollo de las actividades realizadas.

CAPITULO 6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. CONCLUSIONES

- Considerando las características del suelo del sector y las alturas máximas de corte para la construcción de plataformas, se puede decir que los taludes de excavación para alturas no mayores a 4.00m no presentarán problemas de estabilidad, sin embargo es importante tomar algunas precauciones con el fin de evitar accidentes laborales al momento de la excavación.
- El subsuelo del terreno objeto de nuestro estudio está conformado por arcillas arenosas con presencia de raíces del tipo CL, limos arenosos ligeramente compresibles del tipo ML, y por arenas limosas del tipo SM, dispuestos como se muestra en los registros de perforación del anexo No. 3.
- De acuerdo con los resultados de la prueba SPT, en ambos sondeos, se registraron valores de N que generan valores de capacidad de carga suficiente para cimentar directamente el proyecto a nivel de piso terminado de cada terraza proyectada.
- No se detectó la presencia de nivel freático en ninguno de los sondeos realizados en el ensayo de penetración estándar, SPT, pero hubo filtraciones laterales al momento de los cortes de tierra, los mismos que fueron contrarrestados, con la colocación de drenes para facilitar la evacuación del agua y evitar que se produzcan

aumentos en el empuje lateral del muro por el aumento de presión generado por el nivel freático.

- Debido a la presencia de cortes de talud verticales y de alturas comprendidas entre 6 y 10m, se recomendará la construcción de muros claveteados en la zona sur de este proyecto, en definitiva estos muros son aplicables para casos similares de alturas considerables, con frentes de construcción verticales y suelos naturales no rellenos, que permitan la fácil perforación y construcción de los anclajes, garantizando la estabilidad global del muro.
- El muro claveteado se construyó con una pantalla de 20cm de hormigón, con armadura de 12mm@ 20cm en ambas caras en los dos sentidos, esta pantalla se diseñó para soportar los empujes generados por el suelo.
- Los anclajes o clavos se diseñan a fricción y corte, el acero del clavo es de 28mm de diámetro, conformados con hormigón simple de 180Kg/cm².
- El muro grapa - claveteado es una buena opción para la estabilización de taludes ya que además de ser económicos son de fácil construcción, debe recalcar que este tipo de muro se aplica para taludes con cierta inclinación ya que para taludes verticales la mejor alternativa son los muros claveteados.
- La inclinación del muro grapa – claveteado reduce la cuña de suelo tras el muro, reduciendo los empujes de tierra y también la cantidad de relleno necesario.

- El muro grapa – claveteado es un muro de revestimiento auto soportante el cual es calculado y diseñado para resistir las presiones que ejerce el suelo y que debido a la inclinación del paramento estas presiones son menores.
- El muro grapa – claveteado se ha diseñado y construido siguiendo la pendiente del talud, con una pendiente promedio de 79° , las vigas de anclaje se diseñaron bajo consideraciones de diseño de elementos de hormigón sujetos a corte y flexión, las columnas se diseñan según las recomendaciones de diseño, aunque no actúan como elementos a compresión ya que la carga actuante sobre esta es menor debido a su inclinación. los paneles entre vigas y columnas para el recubrimiento del talud se utilizará piedra basílica con un espesor de 20 cm.
- En las uniones de vigas y columnas del muro grapa - claveteado, se colocaron anclajes de 28mm de diámetro, cada anclaje se colocará a lo largo de la longitud del talud, cada 4m y 2,50m verticalmente.
- Se descarta la aplicación del muro en voladizo para este caso en particular, por su gran volumen de corte del talud y la cantidad de relleno necesaria, por su construcción de frente vertical.
- Los muros claveteados y Grapa, son muros que ya se han construido y garantizan estabilidad, además de ser de económicos y de un mejor avance en la construcción dependiendo del sitio a construirse.

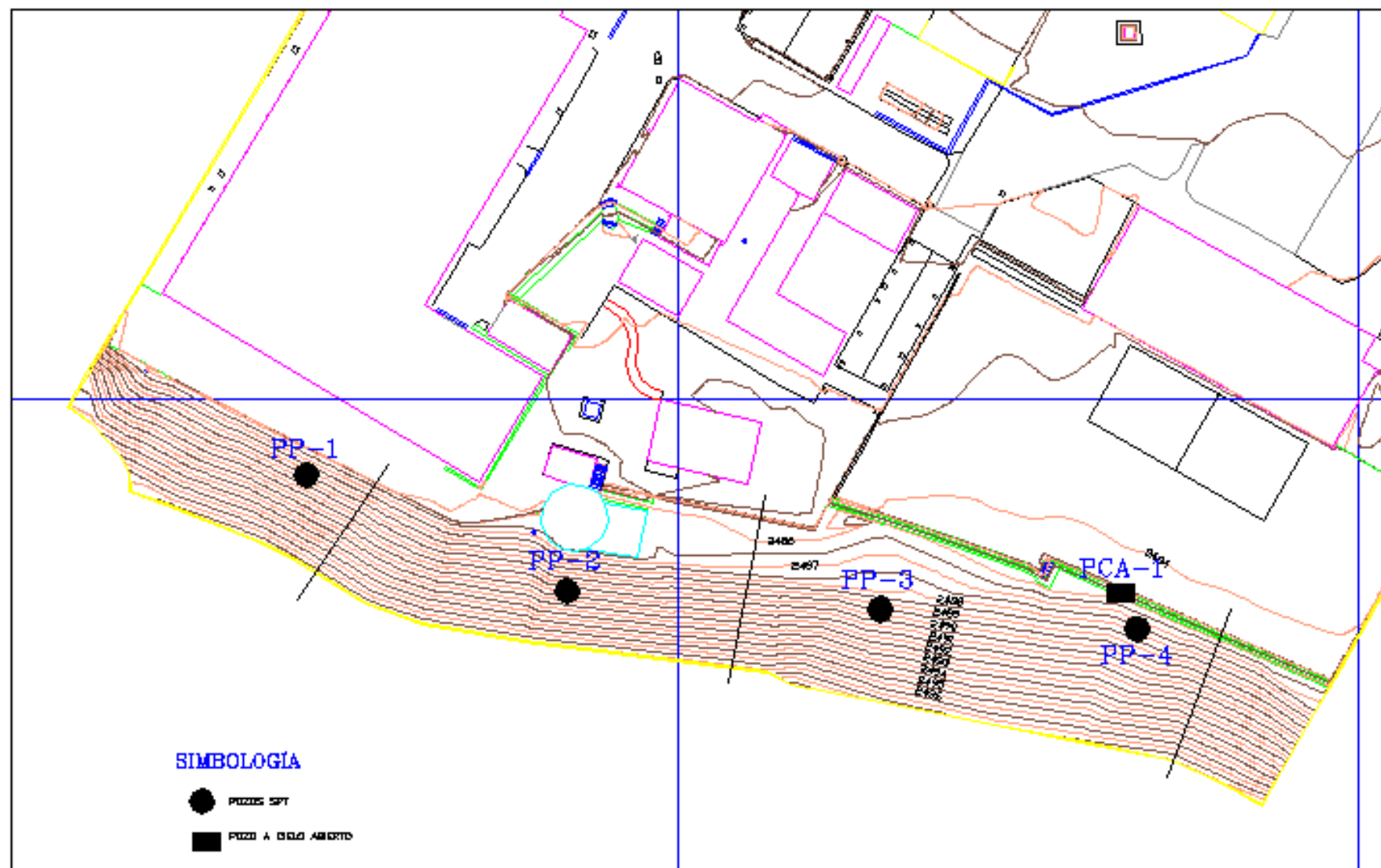
6.2. RECOMENDACIONES

- Los muros deberán ser provistos de un sistema adecuado de drenaje para recolectar el agua existente detrás de los mismos y conducirla hacia la red principal de alcantarillado.
- Debido a la altura de corte y las cargas sobre el muro superior del proyecto, se deberán construir éstos muros mediante anclajes temporales o permanentes.
- Es necesario llevar a cabo un apuntalamiento de la cara expuesta del talud durante las labores de excavación para la conformación de las terrazas intermedias con el objeto de brindar seguridad a los obreros y evitar desprendimientos superficiales
- Adicionalmente se recomienda que la excavación permanezca expuesta el menor tiempo posible.
- Estas recomendaciones se basan en los resultados de perforaciones muy localizadas y pueden existir condiciones especiales en otras zonas del terreno. Por esta razón se recomendará tener precaución durante la excavación mediante la supervisión de un profesional calificado.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. (1995). Reglamento para las construcciones de concreto estructural y comentarios, ACI 318-95 y ACI318R-95.
2. Awad, Roberto. (1999). Hormigón reforzado (tomo2). Medellín.
3. Badillo Juárez, Eulalio., y Rico Rodríguez, Alfonso. (1996). Mecánica de Suelos (tomoll).México: Limusa.
4. Bowles, Joseph. (1977). Foundation Analysis and Design(2da.ed.).New York: McGraw Hill.
5. Departamento Técnico. (2009, Abril).Cámara de la Construcción de Quito.
6. Castillo, Doris. (2003). Alternativas de solución para la estabilización del talud en el río Pisque-panamericana norte. Quito.
7. Nilson, Arthur. (1999). Diseño de Estructuras de Concreto. Colombia: McGraw Hill.
8. Vademécum de la construcción.(2004,Julio).Ecuador: Edifarm
9. Vasconez, Rodrigo. (1997). Determinación cuantitativa del módulo de reacción de la subrasante. Quito.

UBICACION DE SONDEOS



PROFUND. (m)	MUESTREO					DESCRIPCION DEL ESTRATO	TAMANO PARTICULAS			LIMITE ATTERBERG			γ (T/m ³)	C (kicm ²)	ϕ	SUCS		
	ID.	TIPO	N	W %	SIMB.		#4	#60	#200	LL	LP	IP						
0.0						LIMO ARENOSO DE BAJA PLASTICIDAD, CON ESTRUCTURA DURA, HÚMEDO, COLOR CAFÉ												
1.0	P1-1	☐	33	26			100	95	85	37	30	7	1.8				ML	
2.0		☐	33										1.8					
3.0	P1-3	☐	20	28		LIMO ARENOSO DE BAJA PLASTICIDAD, CON ESTRUCTURA SEMIDURA, HÚMEDO, COLOR CAFÉ AMARILLENTO	100	98	71	-	-	-	1.7				ML	
4.0		☐	18										1.7					
5.0	P1-5	☐	22	35		LIMO ARENOSO DE BAJA PLASTICIDAD, CON ESTRUCTURA DURA, HÚMEDO, COLOR CAFÉ AMARILLENTO	100	95	58	-	-	-	1.7				ML	
6.0		☐	16			IDEM, CON ESTRUCTURA SEMIDURA							1.7					
7.0																		
8.0																		
9.0																		
10.0																		
11.0																		
12.0																		

LOG DE PERFORACION PP-1

OBRA: PROGRESO
 UBICACION: TALUD POSTERIOR
 PROF. SONDEO: 5.00 m
 NIVEL FREATICO: NO
 SIMBOLOGIA:
 Grava: ○○○○
 Arena:
 Arcilla: |||||
 Limo: |||||
 MUESTREO:
 ALTERADO: ☐
 SHELBY: ○
 BLOQUE: ☐
 COTA DE LA BOCA: 2488.50
 FECHA INICIO: 18-09-2008
 FECHA TERMINO: 18-09-2008



PROFUND. (m)	MUESTREO				DESCRIPCION DEL ESTRATO	TAMANO PARTICULAS			LIMITES ATTERBERG			γ (t/m^3)	C (kg/cm^2)	ϕ	SUCS		
	ID.	TIPO	N	W %		#4	#40	#200	LL	LP	IP						
0,0					LIMO ARCILLOSO DE BAJA PLASTICIDAD, CON ESTRUCTURA BLANDA, COLOR CAFÉ, HÚMEDO, CON RAICES SIMB.:												
1,0			7		IDEM, SIN RAICES SIMB.:							1,5					
2,0	P2-2		8	21	IDEM, CON ESTRUCTURA DURA, COLOR CAFÉ AMARILLENTO, PRESENCIA DE PIEDRA SIMB.:	100	93	66	30	27	12	1,6					
3,0			30		GRAVAS CENTIMÉTRICAS EN MATRIZ LIMO ARENOSA SIMB.:							1,8					
4,0																	
5,0																	
6,0																	
7,0																	
8,0																	
9,0																	
10,0																	
11,0																	
12,0																	

LOG DE PERFORACION | PP-2

OBRA: PROGRESO
 UBICACION: TALUD POSTERIOR
 PROF. SONDEO: 3,20 m
 NIVEL FREÁTICO: NO

SIMBOLOGIA:
 Grava:
 Arena:
 Arcilla:
 Limo:

MUESTREO:
 ALTERADO:
 SHELBY:
 BLOQUE:

COTA DE LA BOCA: 2451,00
 FECHA INICIO: 18-05-2008
 FECHA TERMINO: 18-05-2008



PROFUND. (m)	MUESTREO					DESCRIPCION DEL ESTRATO	TAMAÑO PARTICULAS			LIMITE ATTERBERG			γ (T/m ³)	C (k/cm ²)	φ	SUCS		
	ID.	TIPO	N	W %	SIMB.		94	92	8200	LL	LP	IP						
0.0					UUUU													
1.0	PS-1	☐	3	26	UUUU	100	92	60	32	23	9	1.4						
2.0		☐	3		UUUU							1.4						
3.0	PS-2	☐	20	27	UUUU	98	83	56	34	23	11	1.7						
4.0		☐	36		UUUU							1.8						
5.0	PS-5	☐	R	32	UUUU	100	96	70	34	29	5	1.8						
6.0		☐	R		UUUU							1.8						
7.0					UUUU													
8.0					UUUU													
9.0					UUUU													
10.0					UUUU													
11.0					UUUU													
12.0					UUUU													

LOG DE PERFORACION **PP-3**

OBRA: **PROGRESO**
 UBICACION: **TALUD POSTERIOR**
 PROF. SONDEO: **6,50 m**
 NIVEL FREATICO: **NO**

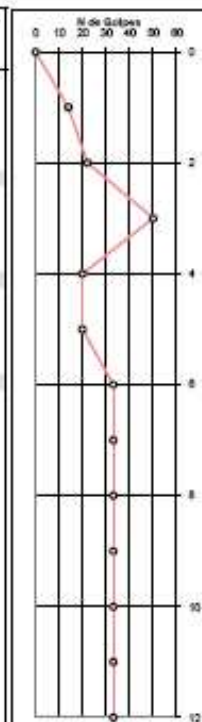
SIMBOLOGIA:
 Grava:
 Arena:
 Arcilla:
 Limo:

MUESTREO:
 ALTERADO:
 SHELBY:
 BLOQUE:

COTA DE LA BOCA: **2469.50**
 FECHA INICIO: **18-09-2008**
 FECHA TERMINO: **19-09-2008**



PROFUND. (m)	MUESTREO					DESCRIPCION DEL ESTRATO	TAMAÑO PARTICULAS			LIMITES ATTERBERG			γ (Tm ³)	C (kNcm ²)	φ	SUCS	N de Golpes		
	ID.	TIPO	N	W %	SIMB.		#4	#40	#200	LL	LP	IP						0	10
0.0					ARENA CON LIMOS DE BAJA PLASTICIDAD, DE GRANO MEDIO A GRUESO, CON ESTRUCTURA SEMISUELTA, COLOR CAFÉ, MUY HÚMEDO, CON RAICES													
1.0		☐	14									1.7						
2.0	P4-2	☐	22	33	IDEM, CON ESTRUCTURA DENSA	100	61	30	39	29	10	1.7						
3.0		☐	R		IDEM, COLOR VERDOSO							1.8						
4.0	P4-4	☐	20	30	LIMO ARENOSO DE BAJA PLASTICIDAD, CON ESTRUCTURA SEMIDURA, COLOR CAFÉ, MUY HÚMEDO	100	96	66	35	27	8	1.7						
5.0		☐	20									1.7						
6.0	P4-6	☐	33	36	LIMO ARENOSO DE BAJA PLASTICIDAD, CON ESTRUCTURA DURA, COLOR CAFÉ AMARILLENTO, MUY HÚMEDO	100	100	78	-	-	-	1.8						
7.0																		
8.0																		
9.0																		
10.0																		
11.0																		
12.0																		



LOG DE PERFORACION PP-4

OBRA: PROGRESO
 UBICACION: TALUD POSTERIOR
 PROF. SONDEO: 6,00 m
 NIVEL FREATICO: NO

SIMBOLOGIA:
 Grava: ○○○○○○
 Arena:
 Arcilla: □□□□□
 Limo: ■■■■■■

MUESTREO:
 ALTERADO: ☐
 SHELBY: ○
 BLOQUE: □

COTA DE LA BOCA: 2487,50
 FECHA INICIO: 18-05-2008
 FECHA TERMINO: 18-05-2008



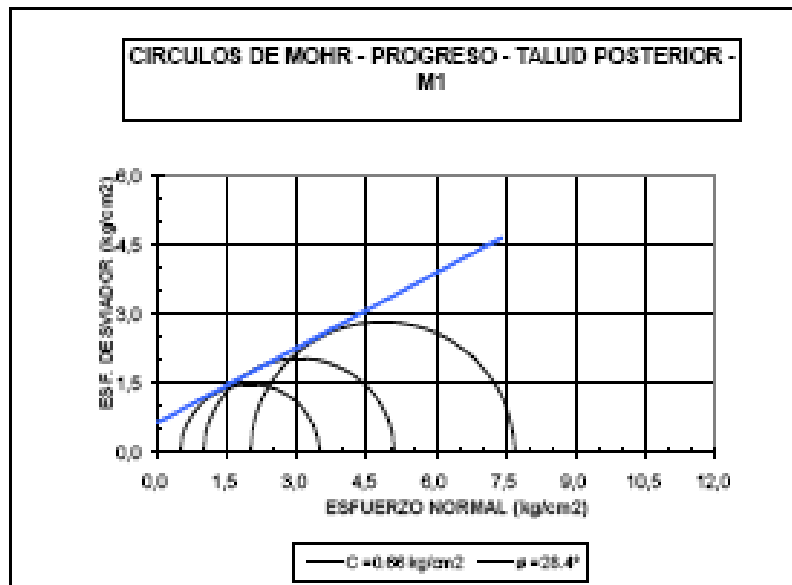
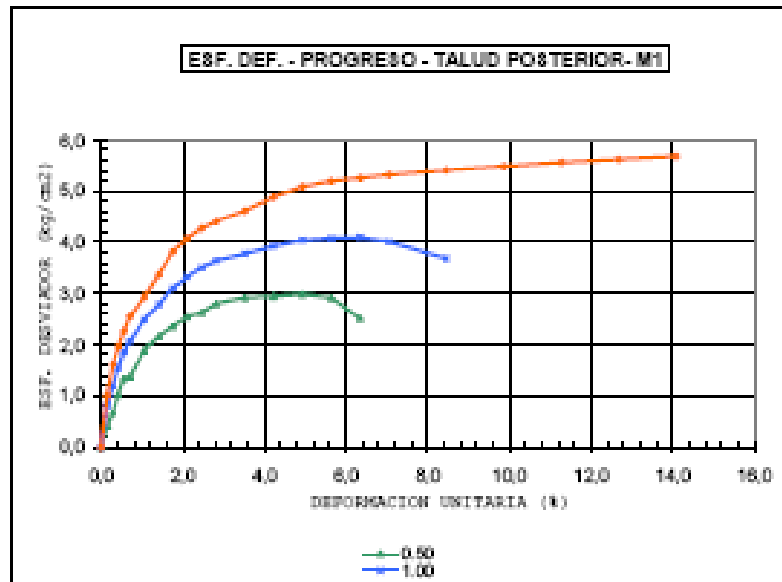
PROYECTO: PROGRESO

LOCALIZACION:	TALUD POSTERIOR	COMPRESION TRIAxIAL UU
SONDEO No.:	FCA-1	
MUESTRA No.:	1	
PROFUNDIDAD (m):	Superficial	

FECHA Septiembre 2008

ESPECIMEN No.:	1			2			3			
DIAMETRO	cm	3,42	3,45	3,41	3,40	3,42	3,46	3,40	3,42	3,45
ALTURA	cm	7,06			7,09			7,15		
AREA	cm ²	9,22			9,37			9,35		
VOLUMEN	cm ³	65,11			66,41			66,04		
PESO INICIAL	gr	110,32			110,04			111,60		
PESO HUMEDO	gr	110,32			110,04			111,60		
PESO SECO	gr	75,42			73,56			76,30		
HUMEDAD INIC.	%	46,27			50,68			46,30		
P. UNIT.	gr/cm ³	1,69			1,67			1,67		
P. U. SECO	gr/cm ³	1,16			1,11			1,14		

Constante de Anillo			0,148			0,148			0,148		
Pres. Cejla (Kg/cm ²)			0,50			1,00			2,00		
L.Dial	Deform.	Area	L.Dial	Carga	Ref.	L.Dial	Carga	Ref.	L.Dial	Carga	Ref.
Deform	Unitaria	Corregid	Ref.	Kg	Deav.	Ref.	Kg	Deav.	Ref.	Kg	Deav.
0.01 mm	%	cm ²	DIV.		Kg/cm ²	DIV.		Kg/cm ²	DIV.		Kg/cm ²
0	0,00	9,22	0	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0	0,00	0,00
10	0,14	9,23	26	3,85	0,42	52	7,70	0,82	64	9,47	1,01
20	0,28	9,23	42	6,22	0,67	76	11,25	1,20	102	15,10	1,62
30	0,42	9,24	64	9,47	1,03	90	14,50	1,55	123	18,20	1,95
40	0,56	9,24	84	12,43	1,35	110	17,46	1,86	143	21,16	2,27
50	0,70	9,24	86	12,73	1,38	132	19,54	2,00	161	23,83	2,55
75	1,06	9,25	110	17,46	1,89	150	23,30	2,49	184	27,23	2,92
100	1,41	9,27	136	20,13	2,17	177	26,20	2,78	212	31,38	3,37
125	1,76	9,28	148	21,90	2,36	198	29,30	3,11	240	35,52	3,82
150	2,11	9,29	160	23,68	2,55	212	31,38	3,33	256	37,89	4,00
175	2,46	9,30	165	24,42	2,63	224	33,15	3,51	268	39,66	4,20
200	2,82	9,31	176	26,05	2,80	233	34,40	3,65	276	40,85	4,41
250	3,52	9,33	184	27,23	2,92	242	35,82	3,78	288	42,62	4,61
300	4,23	9,35	186	27,53	2,94	252	37,30	3,93	304	44,99	4,80
350	4,93	9,38	189	27,97	2,98	260	38,40	4,04	316	46,77	5,09
400	5,63	9,40	185	27,38	2,91	263	38,92	4,08	322	47,66	5,20
450	6,34	9,42	160	23,68	2,51	265	39,22	4,10	325	48,10	5,26
500	7,04	9,44		0,00	0,00	260	38,40	4,01	328	48,54	5,32
600	8,45	9,49		0,00	0,00	240	35,52	3,69	332	49,14	5,41
700	9,86	9,54		0,00	0,00		0,00	0,00	335	49,58	5,48
800	11,27	9,58		0,00	0,00		0,00	0,00	338	50,02	5,56
900	12,68	9,63		0,00	0,00		0,00	0,00	340	50,32	5,62
1000	14,08	9,68		0,00	0,00		0,00	0,00	342	50,62	5,68
1200	16,90	9,77		0,00	0,00		0,00	0,00		0,00	0,00
ESF. DESVIADOR: Kg/cm ²			2,98			4,10			5,68		
ESF. PRINCIPAL: Kg/cm ²			3,48			5,10			7,68		



SONDEO: PP-1 $\gamma = 1,68 \text{ t/m}^3$

Profundidad de prospección Ht= 6 m

Profundidad de cimentación Df= 1 m

Ancho de Cimentación B= 2 - 3. m

Asentamiento Asumido S= 0,025 m

M= 2 zapata corrida

B = 2

Profundidad (m)	Cota (msnm)	N (SPT)	Es (t/m ²)	γ (t/m ³)	So (t/m ²)	C ₂ t ² /m ⁴	q _a (t/m ²)
0,00	2488,50						
1,00	2487,50	33	15520	1,8	9,0	1746	25,239
2,00	2486,50	33	15520	1,8	9	1746	25,239
3,00	2485,50	20	9800	1,7	8,5	1041,25	17,614
4,00	2484,50	18	8920	1,7	8,5	947,75	16,376
5,00	2483,50	22	10680	1,7	8,5	1134,75	18,814
6,00	2482,50	18	8920	1,7	8,5	947,75	16,376

SONDEO: PP-1 $\gamma = 1,68 \text{ t/m}^3$

Profundidad de prospección Ht= 6 m

Profundidad de cimentación Df= 1 m

Ancho de Cimentación B= 2 - 3. m

Asentamiento Asumido S= 0,025 m

M= 2 zapata corrida

3

Profundidad (m)	Cota (msnm)	N (SPT)	Es (t/m ²)	γ (t/m ³)	So (t/m ²)	C ₂ t ² /m ⁴	q _a (t/m ²)
0,00	2488,50						
1,00	2487,50	33	15520	1,8	12,6	1629,600	19,993
2,00	2486,50	33	15520	1,8	12,6	1629,600	19,993
3,00	2485,50	20	9800	1,7	11,9	971,833	13,561
4,00	2484,50	18	8920	1,7	11,9	884,567	12,525
5,00	2483,50	22	10680	1,7	11,9	1059,100	14,573
6,00	2482,50	18	8920	1,7	11,9	884,567	12,525

SONDEO: PP-2 $\gamma = 1,68 \text{ t/m}^3$

Profundidad de prospección Ht= 3 m

Profundidad de cimentación Df= 1 m

Ancho de Cimentación B= 2 - 3. m
Asentamiento Asumido S= 0,025 m
 M= 2 zapata corrida
 B = 2

Profundidad (m)	Cota (msnm)	N (SPT)	Es (t/m2)	γ (t/m3)	So (t/m2)	C2 t2/m4	qa (t/m2)
0,00	2491,00						
1,00	2490,00	7	4080	1,5	7,5	382,500	8,481
2,00	2489,00	8	4520	1,6	8	452,000	9,339
3,00	2488,00	30	14200	1,8	9	1597,500	23,639
4,00	2487,00						
5,00	2486,00						
6,00	2485,00						

SONDEO: PP-2

$\gamma = 1,68 \text{ t/m}^3$
Profundidad de prospección Ht= 3 m
Profundidad de cimentación Df= 1 m
Ancho de Cimentación B= 2 - 3. m
Asentamiento Asumido S= 0,025 m
 M= 2 zapata corrida
 B = 3

Profundidad (m)	Cota (msnm)	N (SPT)	Es (t/m2)	γ (t/m3)	So (m)	C2 t2/m4	qa (t/m2)
0,00	2491,00						
1,00	2490,00	7	4080	1,5	10,5	357,000	6,211
2,00	2489,00	8	4520	1,6	11,2	421,867	6,855
3,00	2488,00	30	14200	1,8	12,6	1491,000	18,608
4,00	2487,00						
5,00	2486,00						
6,00	2485,00						

SONDEO: PP-3

$\gamma = 1,68 \text{ t/m}^3$
Profundidad de prospección Ht= 3 m
Profundidad de cimentación Df= 1 m
Ancho de Cimentación B= 2 - 3. m
Asentamiento Asumido S= 0,025 m
 M= 2 zapata corrida
 B = 2

Profundidad	Cota	N	Es	γ	So	C2	qa
-------------	------	---	----	----------	----	----	----

(m)	(msnm)	(SPT)	(t/m2)	(t/m3)	(t/m2)	t2/m4	(t/m2)
0,00	2489,50						
1,00	2488,50	3	2320	1,4	7,0	203,000	5,161
2,00	2487,50	3	2320	1,4	7	203,000	5,161
3,00	2486,50	20	9800	1,7	8,5	1041,250	17,614
4,00	2485,50						
5,00	2484,50						
6,00	2483,50						

SONDEO: PP-3

$\gamma = 1,68 \text{ t/m}^3$

Profundidad de prospección Ht= 3 m

Profundidad de cimentación Df= 1 m

Ancho de Cimentación B= 2 - 3. m

Asentamiento Asumido S= 0,025 m

M= 2 zapata corrida

B = 3

Profundidad	Cota	N	Es	γ	So	C2	qa
(m)	(msnm)	(SPT)	(t/m2)	(t/m3)	(m)	t2/m4	(t/m2)
0,00	2489,50						
1,00	2488,50	3	2320	1,4	9,8	189,467	3,677
2,00	2487,50	3	2320	1,4	9,8	189,467	3,677
3,00	2486,50	20	9800	1,7	11,9	971,833	13,561
4,00	2485,50						
5,00	2484,50						
6,00	2483,50						

SONDEO: PP-4

$\gamma = 1,68 \text{ t/m}^3$

Profundidad de prospección Ht= 6 m

Profundidad de cimentación Df= 1 m

Ancho de Cimentación B= 2 - 3. m

Asentamiento Asumido S= 0,025 m

M= 2 zapata corrida

B = 2

Profundidad	Cota	N	Es	γ	So	C2	qa
(m)	(msnm)	(SPT)	(t/m2)	(t/m3)	(t/m2)	t2/m4	(t/m2)
0,00	2487,50						
1,00	2486,50	14	7160	1,7	8,5	760,750	13,765
2,00	2485,50	22	10680	1,7	8,5	1134,750	18,814
3,00	2484,50	R					
4,00	2483,50	20	9800	1,7	8,5	1041,250	17,614

5,00	2482,50	20	9800	1,7	8,5	1041,250	17,614
6,00	2481,50	33	15520	1,8	9	1746,000	25,239

SONDEO: PP-4

$\gamma = 1,68 \text{ t/m}^3$

Profundidad de prospección Ht= 6 m

Profundidad de cimentación Df= 1 m

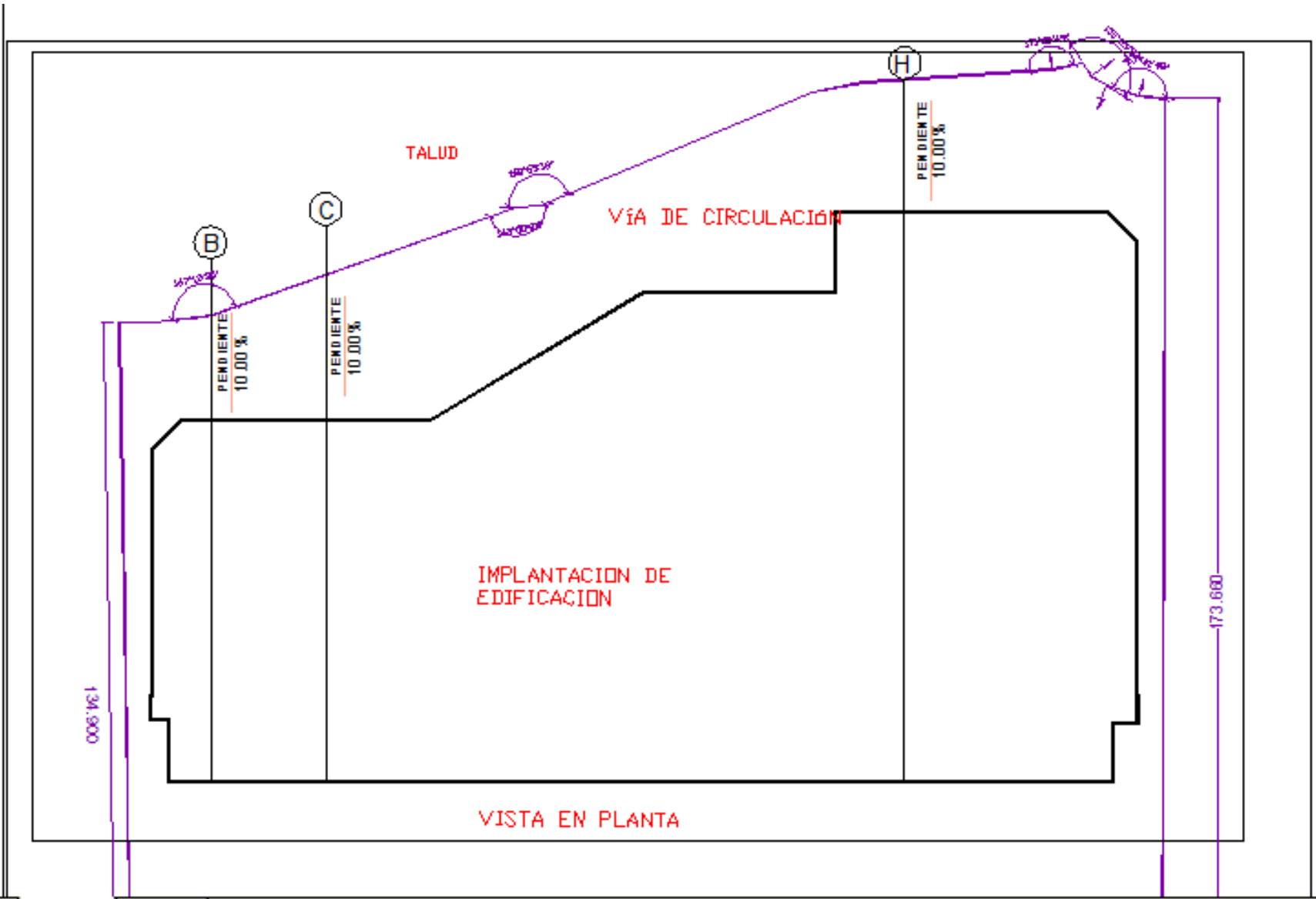
Ancho de Cimentación B= 2 - 3. m

Asentamiento Asumido S= 0,025 m

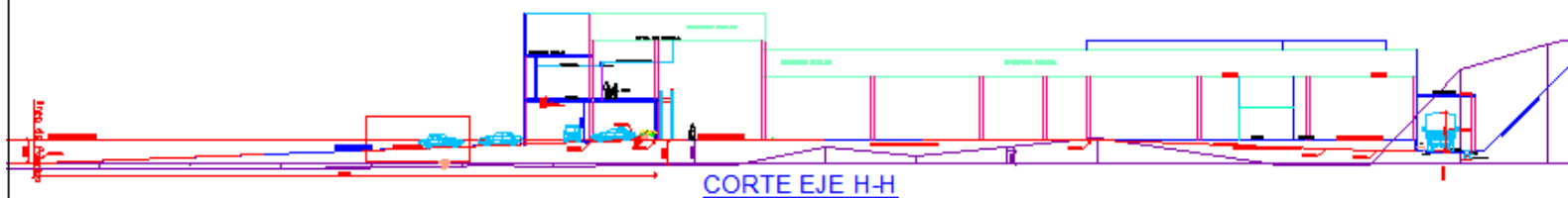
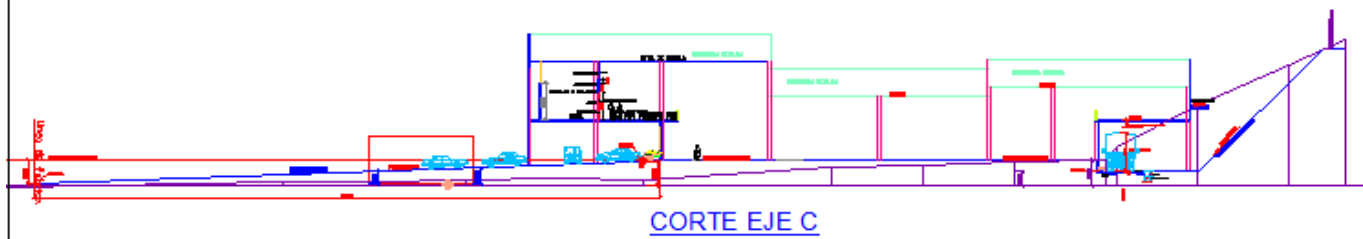
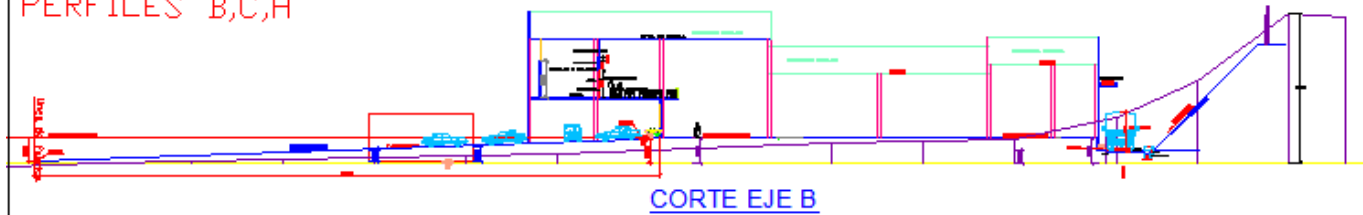
M= 2 zapata corrida

B = 3

Profundidad (m)	Cota (msnm)	N (SPT)	Es (t/m ²)	γ (t/m ³)	So (t/m ²)	C ₂ t ² /m ⁴	qa (t/m ²)
0,00	2487,50						
1,00	2486,50	14	7160	1,7	11,9	710,033	10,370
2,00	2485,50	22	10680	1,7	11,9	1059,100	14,573
3,00	2484,50	R					
4,00	2483,50	20	9800	1,7	11,9	971,833	13,561
5,00	2482,50	20	9800	1,7	11,9	971,833	13,561
6,00	2481,50	33	15520	1,8	12,6	1629,600	19,993



PERFILES B,C,H



XSTABL File: EJEB

```

*****
*                               XSTABL                               *
*                               *                               *
*      Slope Stability Analysis using                             *
*      Simplified BISHOP or JANBU methods                         *
*                               *                               *
*      Copyright (C) 1992                                         *
*      Interactive Software Designs, Inc.                         *
*      All Rights Reserved                                       *
*                               *                               *
*      James H. Hardcastle                                        *
*      University of Idaho                                       *
*      Moscow, ID 83843                                         *
*                               *                               *
*      Ver. 4.10                                                1078 *
*****

```

Problem Description : PERFIL 1

SEGMENT BOUNDARY COORDINATES

3 SURFACE boundary segments

Unit	Segment	x-left	y-left	x-right	y-right	Soil
Segment	No.	(m)	(m)	(m)	(m)	Below
	1	.0	15.0	3.4	15.0	1
	2	3.4	15.0	14.9	2.0	1
	3	14.9	2.0	20.9	1.4	1

ISOTROPIC Soil Parameters

1 type(s) of soil

Water Surface No.	Soil	Unit Weight		Cohesion	Friction	Pore Pressure	
	Unit	Moist	Sat.	Intercept	Angle	Parameter	Constant
	No.	(kN/m3)	(kN/m3)	(kPa)	(deg)	Ru	(kPa)
0	1	16.8	16.8	66.0	28.40	.000	.0

A horizontal earthquake loading coefficient
of .200 has been assigned

A vertical earthquake loading coefficient
of .000 has been assigned

A critical failure surface searching method, using a random
technique for generating CIRCULAR surfaces has been
specified.

100 trial surfaces will be generated and analyzed.

10 Surfaces initiate from each of 10 points equally
spaced
along the ground surface between x = 3.0 m
and x = 14.0 m

Each surface terminates between x = 1.0 m
and x = 13.0 m

Unless further limitations were imposed, the minimum
elevation
at which a surface extends is y = 1.0 m

* * * * * DEFAULT SEGMENT LENGTH SELECTED BY XSTABL * * *
* *

3.0 m line segments define each trial failure surface.

ANGULAR RESTRICTIONS :

The first segment of each failure surface will be
inclined
within the angular range defined by :

Lower angular limit := -45.0 degrees
Upper angular limit := (slope angle - 5.0)
degrees

Factors of safety have been calculated by the :

* * * * * MODIFIED BISHOP METHOD * * * * *

The most critical circular failure surface
is specified by 8 coordinate points

Point No.	x-surf (m)	y-surf (m)
1	14.00	3.02
2	11.09	3.75
3	8.41	5.09
4	6.07	6.97
5	4.18	9.30
6	2.82	11.98
7	2.07	14.88
8	2.07	15.00

**** Modified BISHOP FOS = 2.800 ****

The following is a summary of the TEN most critical
surfaces

Problem Description : PERFIL 1

Driving Moment (kN-m)		FOS	Circle Center		Radius	Initial	Terminal
		(BISHOP)	x-coord (m)	y-coord (m)	(m)	x-coord (m)	x-coord (m)
7.029E+03	1.	2.800	15.98	16.94	14.06	14.00	2.07
7.228E+03	2.	2.851	16.58	17.61	14.82	14.00	2.00
1.031E+04	3.	2.905	20.56	23.20	21.22	14.00	1.00
4.541E+03	4.	2.908	14.55	13.94	10.93	14.00	3.71
4.705E+03	5.	3.111	13.10	18.26	12.57	11.56	.97
8.207E+03	6.	3.312	20.73	25.09	22.17	12.78	1.04
5.056E+03	7.	3.321	15.15	20.48	15.13	11.56	1.09
4.009E+03	8.	3.341	13.62	17.95	12.35	11.56	1.70

3.208E+03	9.	3.510	11.92	18.54	11.49	10.33	1.07
2.437E+03	10.	3.512	10.59	16.18	9.02	10.33	1.73

* * * END OF FILE * * *

XSTABL File: EJEC

```

*****
*                               XSTABL                               *
*                               *                               *
*      Slope Stability Analysis using                               *
*      Simplified BISHOP or JANBU methods                         *
*                               *                               *
*      Copyright (C) 1992                                         *
*      Interactive Software Designs, Inc.                         *
*      All Rights Reserved                                       *
*                               *                               *
*      James H. Hardcastle                                         *
*      University of Idaho                                         *
*      Moscow, ID 83843                                           *
*                               *                               *
*      Ver. 4.10                                                  1078 *
*****

```

Problem Description : PERFIL EJEC

SEGMENT BOUNDARY COORDINATES

3 SURFACE boundary segments

Unit	Segment	x-left	y-left	x-right	y-right	Soil
Segment	No.	(ft)	(ft)	(ft)	(ft)	Below
	1	.0	15.0	2.7	15.0	1
	2	2.7	15.0	15.9	1.5	1
	3	15.9	1.5	26.1	1.5	1

ISOTROPIC Soil Parameters

1 type(s) of soil

Water Surface No.	Soil	Unit Weight		Cohesion	Friction	Pore Pressure	
	Unit	Moist	Sat.	Intercept	Angle	Parameter	Constant
	No.	(pcf)	(pcf)	(psf)	(deg)	Ru	(psf)
0	1	16.8	16.8	66.0	28.40	.000	.0

A horizontal earthquake loading coefficient
of .200 has been assigned

A vertical earthquake loading coefficient
of .000 has been assigned

A critical failure surface searching method, using a random
technique for generating CIRCULAR surfaces has been
specified.

100 trial surfaces will be generated and analyzed.

10 Surfaces initiate from each of 10 points equally
spaced
along the ground surface between x = 3.0 ft
and x = 15.9 ft

Each surface terminates between x = 2.0 ft
and x = 14.0 ft

Unless further limitations were imposed, the minimum
elevation
at which a surface extends is y = 1.0 ft

* * * * * DEFAULT SEGMENT LENGTH SELECTED BY XSTABL * * *
* *

4.0 ft line segments define each trial failure surface.

ANGULAR RESTRICTIONS :

The first segment of each failure surface will be
inclined
within the angular range defined by :

Lower angular limit := -45.0 degrees
Upper angular limit := (slope angle - 5.0)
degrees

Factors of safety have been calculated by the :

* * * * * MODIFIED BISHOP METHOD * * * * *

The most critical circular failure surface
is specified by 7 coordinate points

Point No.	x-surf (ft)	y-surf (ft)
1	15.90	1.50
2	12.09	2.72
3	8.68	4.82
4	5.88	7.67
5	3.85	11.11
6	2.70	14.94
7	2.69	15.00

**** Modified BISHOP FOS = 3.217 ****

The following is a summary of the TEN most critical
surfaces

Problem Description : PERFILEJEC

Driving Moment (ft-lb)	FOS (BISHOP)	Circle Center		Radius (ft)	Initial	Terminal
		x-coord (ft)	y-coord (ft)		x-coord (ft)	x-coord (ft)
7.726E+03	1. 3.217	19.00	17.75	16.54	15.90	2.69
9.608E+03	2. 3.231	21.37	21.09	20.34	15.90	1.98
8.079E+03	3. 4.439	26.25	25.04	25.71	15.90	2.62
5.117E+03	4. 4.764	23.32	20.33	20.24	15.90	4.45
1.202E+03	5. 5.181	16.32	9.30	7.81	15.90	8.67
1.166E+03	6. 5.347	16.58	9.49	8.01	15.90	8.77
6.845E+02	7. 5.901	16.53	8.35	6.88	15.90	9.95
6.689E+02	8. 6.171	16.69	8.46	7.01	15.90	9.98
8.926E+02	9. 6.514	17.62	9.93	8.60	15.90	9.45
6.075E+02	10. 6.980	17.11	8.70	7.30	15.90	10.11

* * * END OF FILE * * *

XSTABL File: EJEH

```
*****
*                               XSTABL                               *
*                               *                                   *
*      Slope Stability Analysis using                               *
*      Simplified BISHOP or JANBU methods                         *
*                               *                                   *
*      Copyright (C) 1992                                          *
*      Interactive Software Designs, Inc.                          *
*      All Rights Reserved                                         *
*                               *                                   *
*      James H. Hardcastle                                         *
*      University of Idaho                                         *
*      Moscow, ID 83843                                           *
*                               *                                   *
*      Ver. 4.10                                                    1078 *
*****
```

Problem Description : PERFIL EJE H

SEGMENT BOUNDARY COORDINATES

3 SURFACE boundary segments

Unit	Segment	x-left	y-left	x-right	y-right	Soil
Segment	No.	(m)	(m)	(m)	(m)	Below
	1	.0	15.0	3.7	15.0	1
	2	3.7	15.0	16.9	1.5	1
	3	16.9	1.5	24.4	1.5	1

ISOTROPIC Soil Parameters

1 type(s) of soil

Water	Soil	Unit Weight	Cohesion	Friction	Pore Pressure		
Surface	Unit	Moist	Sat.	Intercept	Angle	Parameter	Constant

No.	(kN/m3)	(kN/m3)	(kPa)	(deg)	Ru	(kPa)
0	1	16.8	16.8	66.0	28.40	.000 .0

A horizontal earthquake loading coefficient of .200 has been assigned

A vertical earthquake loading coefficient of .000 has been assigned

A critical failure surface searching method, using a random technique for generating CIRCULAR surfaces has been specified.

100 trial surfaces will be generated and analyzed.

10 Surfaces initiate from each of 10 points equally spaced

along the ground surface between x = 3.0 m
and x = 16.0 m

Each surface terminates between x = 1.0 m
and x = 15.0 m

Unless further limitations were imposed, the minimum elevation at which a surface extends is y = 1.0 m

* * * * * DEFAULT SEGMENT LENGTH SELECTED BY XSTABL * * *

4.0 m line segments define each trial failure surface.

ANGULAR RESTRICTIONS :

The first segment of each failure surface will be inclined within the angular range defined by :

Lower angular limit := -45.0 degrees
Upper angular limit := (slope angle - 5.0)

degrees

Factors of safety have been calculated by the :

* * * * * MODIFIED BISHOP METHOD * * * * *

The most critical circular failure surface
is specified by 7 coordinate points

Point No.	x-surf (m)	y-surf (m)
1	16.00	2.42
2	12.10	3.31
3	8.50	5.06
4	5.38	7.56
5	2.90	10.70
6	1.18	14.31
7	1.02	15.00

**** Modified BISHOP FOS = 2.564 ****

The following is a summary of the TEN most critical
surfaces

Problem Description : PERFIL EJE H

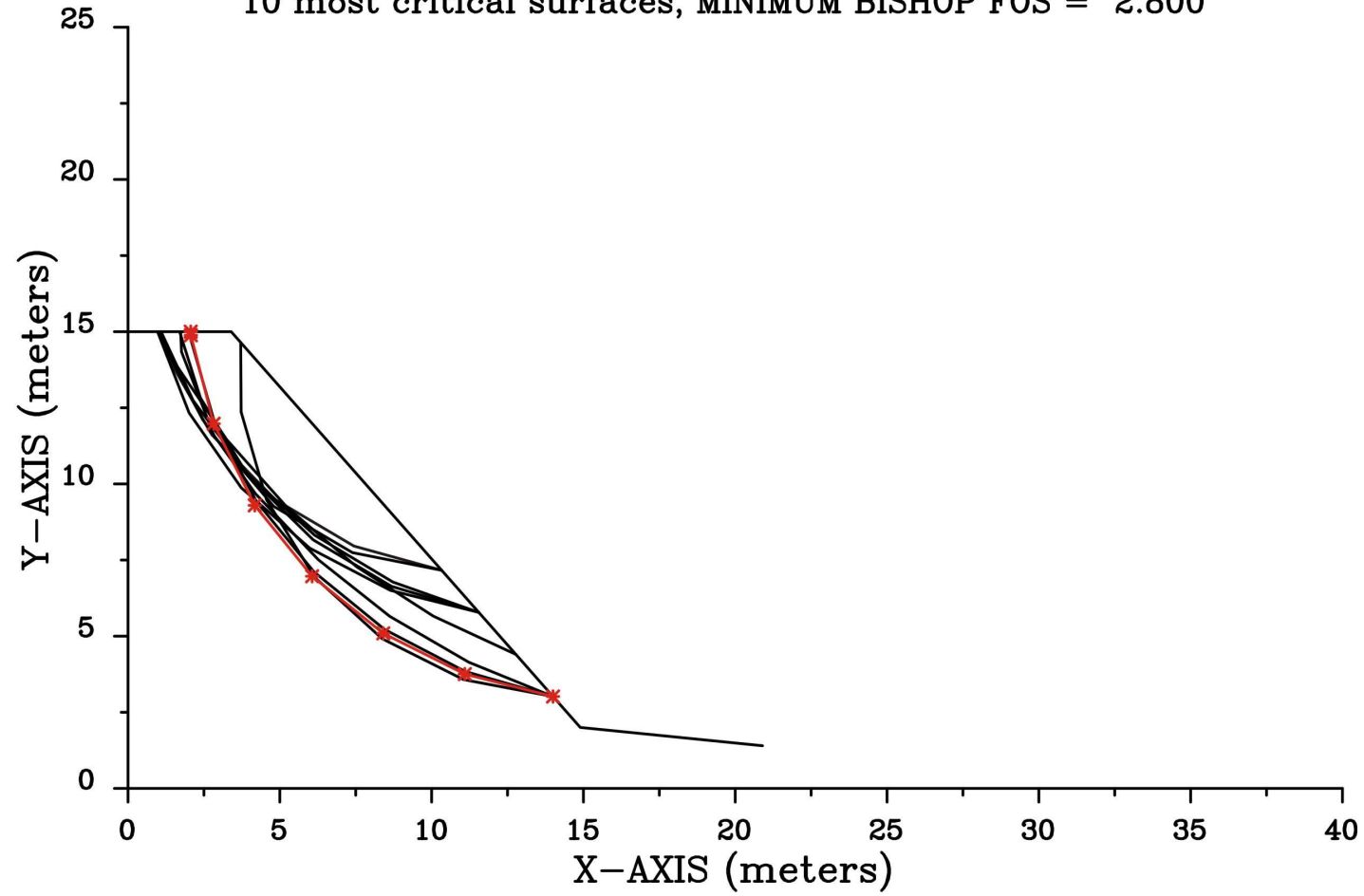
Driving Moment (kN-m)		FOS	Circle Center		Radius	Initial	Terminal
		(BISHOP)	x-coord	y-coord		x-coord	x-coord
			(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
1.182E+04	1.	2.564	18.00	20.10	17.79	16.00	1.02
1.195E+04	2.	2.581	18.31	20.48	18.21	16.00	1.01
1.132E+04	3.	2.657	18.67	20.47	18.25	16.00	1.30
9.664E+03	4.	2.682	17.44	18.27	15.92	16.00	1.89
9.899E+03	5.	2.725	18.07	19.03	16.74	16.00	1.83
8.500E+03	6.	2.757	15.79	19.32	15.47	14.56	1.06
6.954E+03	7.	2.822	15.99	15.20	12.78	16.00	3.24

9.035E+03	8.	2.938	18.12	22.01	18.46	14.56	1.16
6.002E+03	9.	3.083	14.45	19.53	14.21	13.11	1.02
9.016E+03	10.	3.182	20.21	24.06	20.94	14.56	1.44

* * * END OF FILE * * *

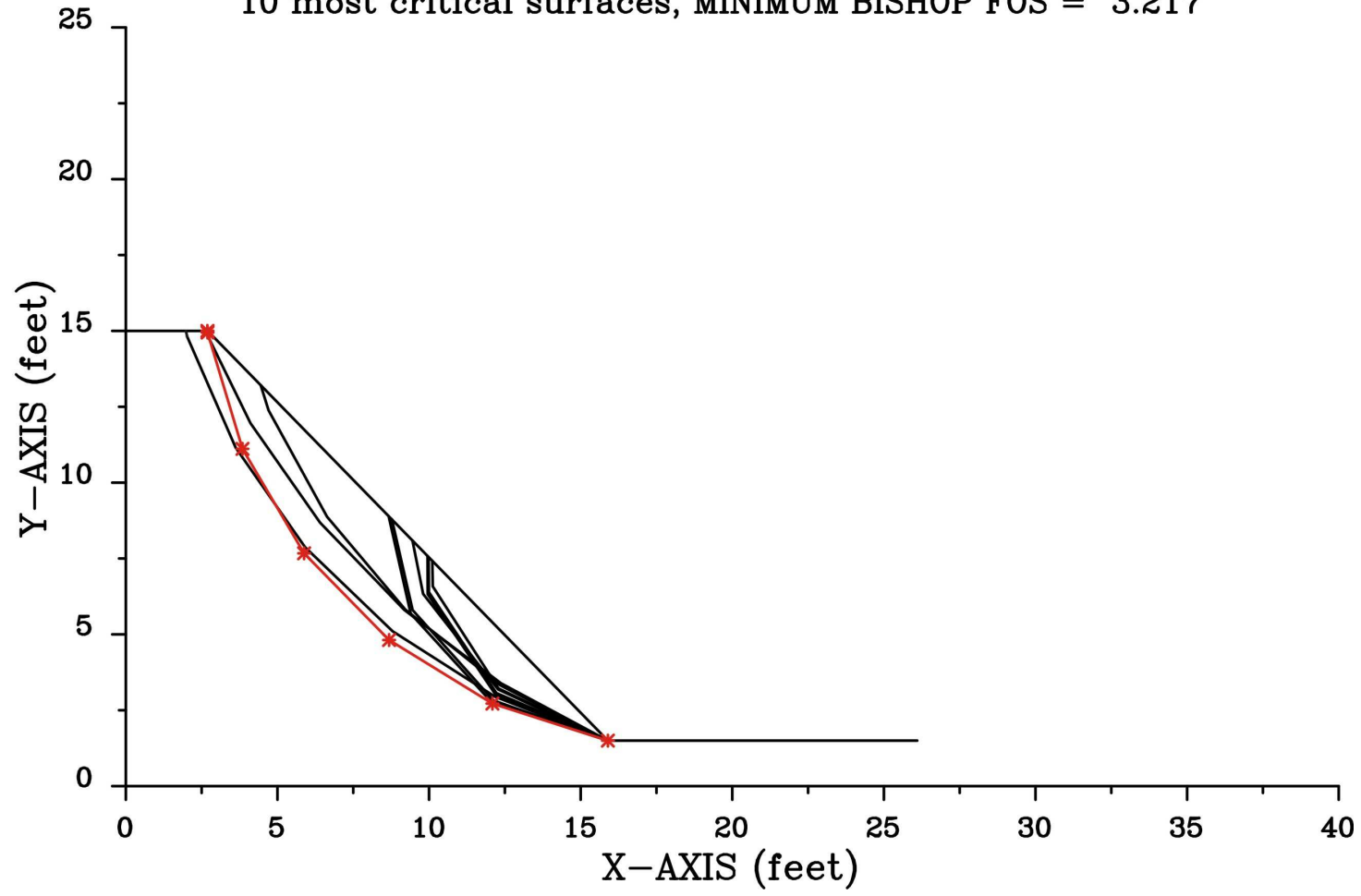
PERFIL 1

10 most critical surfaces, MINIMUM BISHOP FOS = 2.800



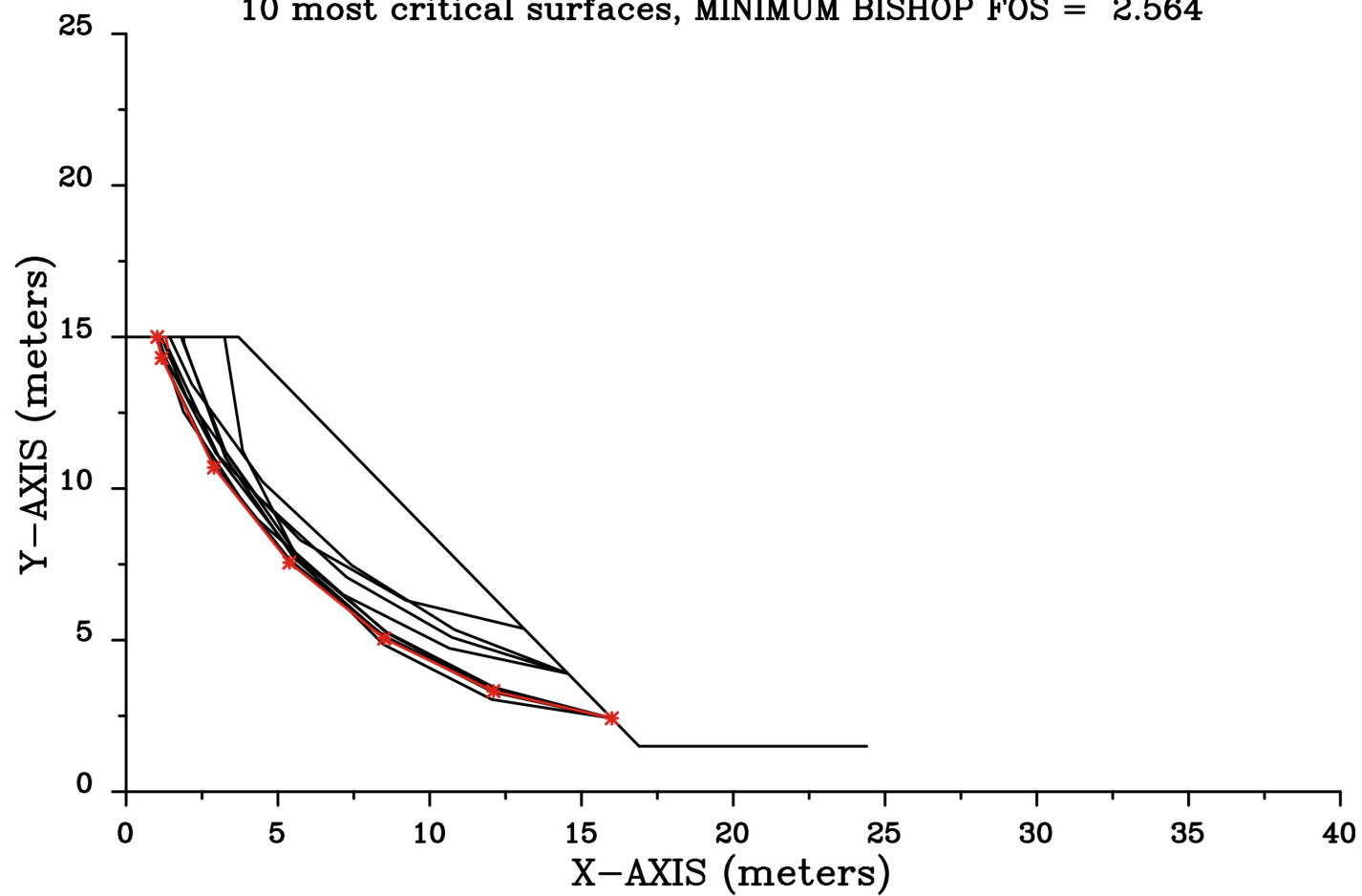
PERFILEJEC

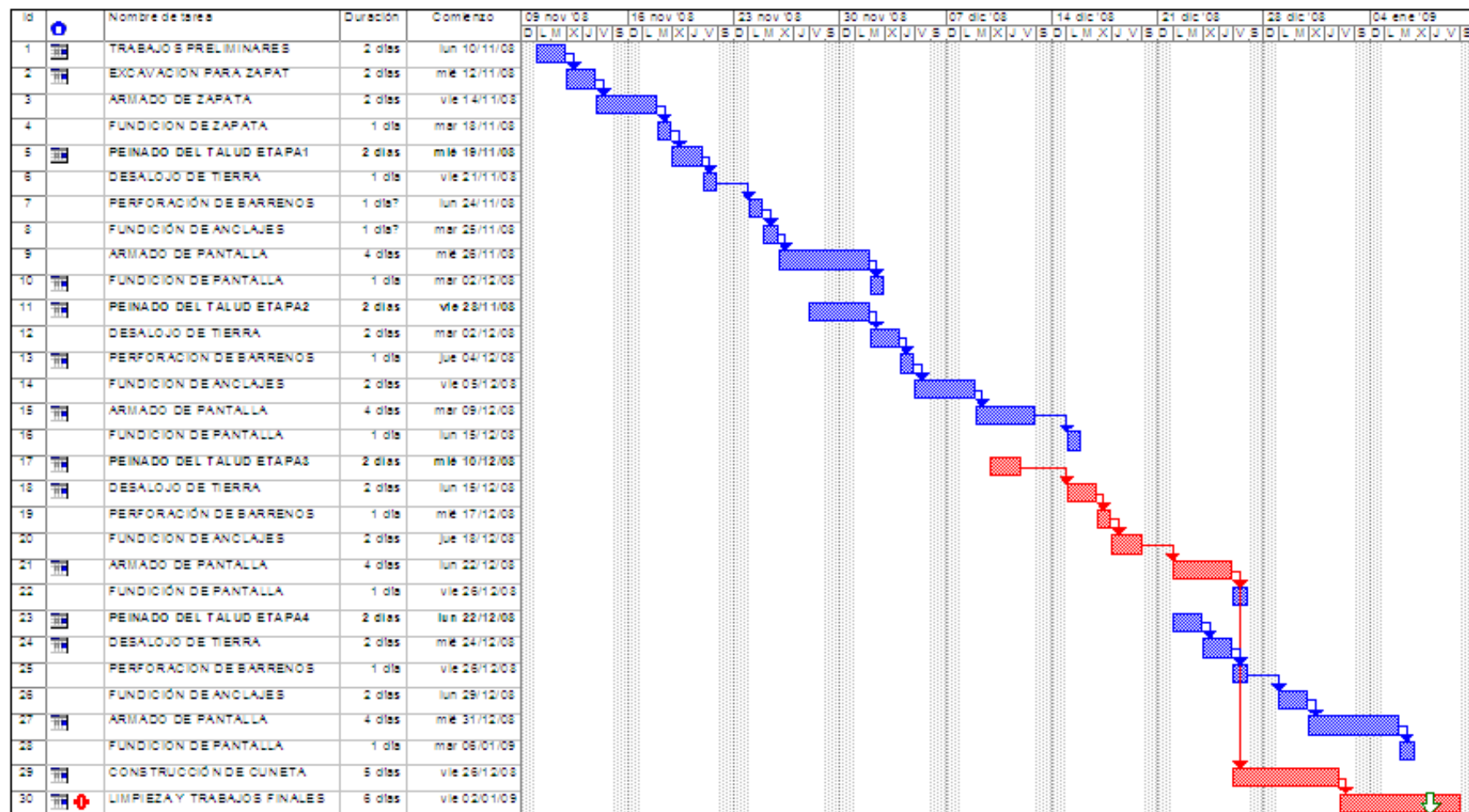
10 most critical surfaces, MINIMUM BISHOP FOS = 3.217



PERFIL EJE H

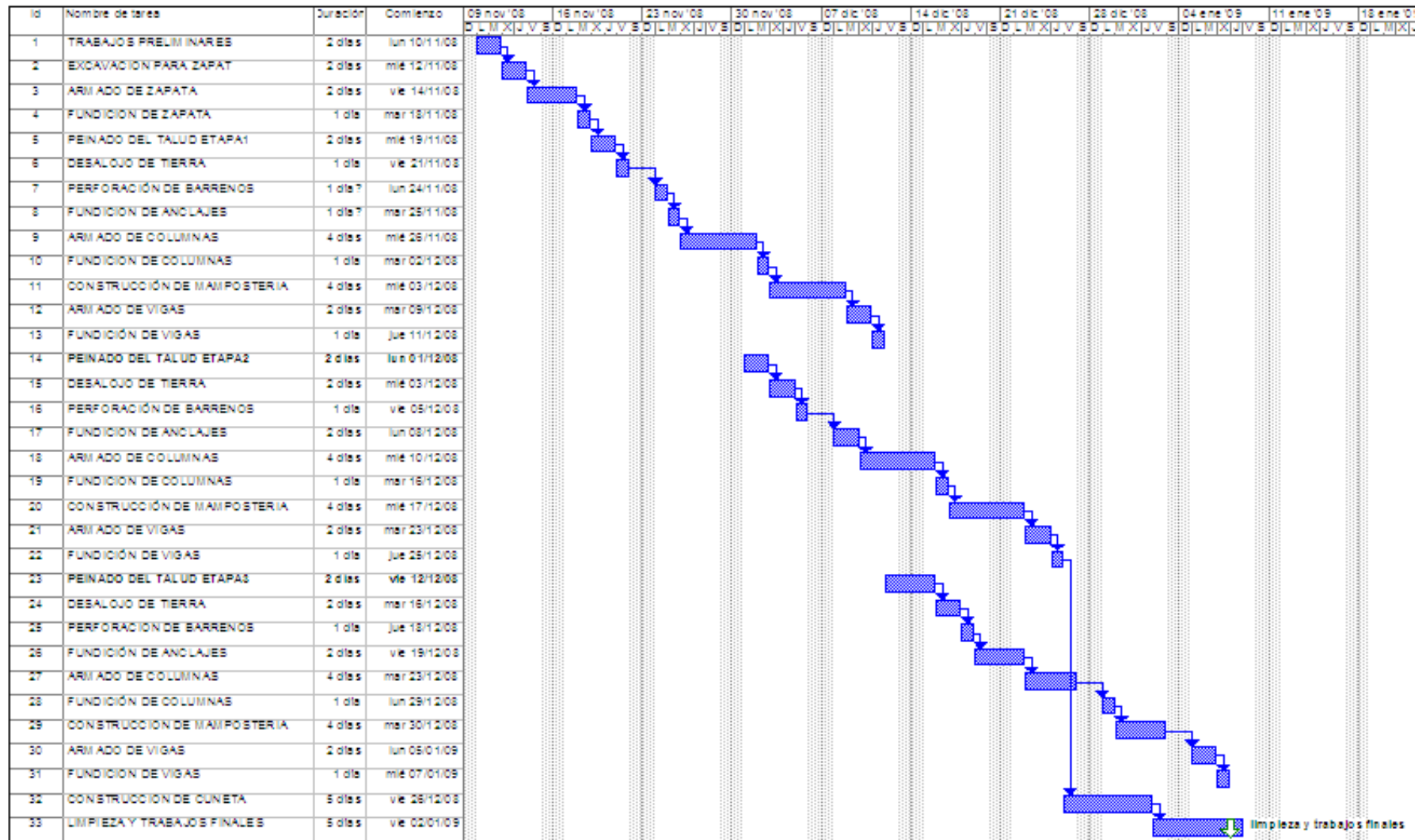
10 most critical surfaces, MINIMUM BISHOP FOS = 2.564





Proyecto: MURO CLAVETEADO
Fecha: mié 24/02/10

Tarea		Resumen		División	
Progreso de tarea		Tarea resumida		Tareas externas	
Tarea critica		Tarea critica resumida		Resumen del proyecto	
Progreso de tarea critica		Hito resumido		Agrupar por síntesis	
Hito		Progreso resumido		Fecha límite	



Proyecto: MURO GRAPA Fecha: mié 24/02/10	Tarea		Resumen		Progreso resumido		Resumen del proyecto	
	Progreso		Tarea resumida		Division		Agrupar por síntesis	
	Hito		Hito resumido		Tareas externas		Fecha límite	

PROYECTO :
UBICACIÓN:
FECHA :

HYPERMARKET
SAN RAFAEL
04-Dic-08

CRONOGRAMA MURO CLAVETEADO				
			SEMANA	
ACTIVIDADES	U	Cantidad	17 al 21 dic	24 al 28 dic
Peinado del talud	m2	405	X	
excavación para zapata muro Claveteado	m3	9		X
armado zapata	m2	22,5		X
fundición zapata	m3	9		X
fundición vigas	m3	81		X
perforación de barrenos	m	103	X	
fundición de anclajes	m3	1,82	X	
armado de pantalla de muro claveteado	m2	135		X

CRONOGRAMA MURO GRAPA				
			SEMANA	
ACTIVIDADES	U	Cantidad	17 al 21 dic	24 al 28 dic
excavación para zapata muro	m3	7,01	X	
excavación esquina muro	m3	1,44	X	
armado zapata	m2	14,03	X	
fundición zapata	m2	7,01	X	
fundición vigas	m2	1,40	X	X
fundición columnas Mgrapa	m3	0,77	X	
colocación de mamposteria de piedra	m2	22,34	X	X
perforación de barrenos	m	29,60		X
fundición de anclajes	m3	0,52		X
Peinado del talud	m2	42,00		X
Desalojo de material	m3	8,45		X

PROYECTO :
UBICACIÓN:
FECHA :

HYPERMARKET
SAN RAFAEL
10-Dic-08

MURO CLAVETEADO

			CRONOGRAMA				
			DIAS				
ACTIVIDADES	U	Cantidad	LUNES	MARTES	MIERCOLES	JUEVES	VIERNES
armado de pantalla de muro claveteado	m2	81	X	X			
perforación de barrenos	m	111	X	X			
Fundición anclajes	m3	1,96		X			
encofrado muro claveteado	m2	81			X		
Fundición muro claveteado	m3	16,2					X
excavación zanja zapata	m3	2,2	X	X			
armado de viga de cimentación	m2	11			X		
Fundición viga de cimentación	m3	2,2				X	
peinado talud	m2	44					

MURO GRAPA

			CRONOGRAMA				
			DIAS				
ACTIVIDADES	U	Cantidad	LUNES	MARTES	MIERCOLES	JUEVES	VIERNES
peinado talud	m2	125,68	X			X	X
perforación de barrenos	m	24	X	X			
Fundición anclajes	m3	0,42		X			
fundición vigas	m3	1,32		X	X		
fundición columnas	m3	0,86			X		

colocación de mamposteria de piedra	m2	20,57	X	X	X	X	X
excavación para zapata	m3	3,96		X	X		
armado zapata	m2	16,51	X	X			
fundición zapata	m3	3,30		X			

PROYECTO :

HYPERMARKET

UBICACIÓN:

SAN RAFAEL

FECHA :

17-Dic-08

MURO CLAVETEADO

CRONOGRAMA DIAS							
ACTIVIDADES	U	Cantidad	LUNES	MARTES	MIERCOLES	JUEVES	VIER
Fundición muro claveteado	m3	16,2	X				
armado de pantalla de muro claveteado	m2	52,8		X			
perforación de barrenos	m	38,7	X				
Fundición anclajes	m3	0,68		X			
desencofrado pantalla	m2	81,00			X		
encofrado muro claveteado	m2	52,8			X	X	X
Fundición muro claveteado	m3	10,56					

MURO GRAPA

CRONOGRAMA DIAS							
ACTIVIDADES	U	Cantidad	LUNES	MARTES	MIERCOLES	JUEVES	VIER
peinado talud	m2	48	X	X	X	X	
perforación de barrenos	m	21,6			X		
Fundición anclajes	m3	0,38				X	
fundición vigas	m3	1,32		X	X		
fundición columnas	m3	0,38			X		
colocación de mamposteria de piedra	m2	18,24	X	X	X	X	X
excavación para zapata	m3	1,44	X	X			

armado zapata	m2	6,00		X		
fundición zapata	m3	1,20			X	

PROYECTO : HYPERMARKET
UBICACIÓN: SAN RAFAEL
FECHA : 29-Ene-09
SEMANA : 26 al 30 de Enero

MURO CLAVETEADO

CRONOGRAMA DIAS							
ACTIVIDADES	U	Cantidad	LUNES	MARTES	MIERCOLES	JUEVES	VIERNES
perforación de barrenos	m	16,2					X
Fundición anclajes	m3	0,29					X
desencofrado pantalla	m2	68,18	X				
relleno con lastre	m3	25,92			X	X	X
peinado para cuneta de coronación	m2	100,5	X	X	X	X	X

MURO GRAPA

CRONOGRAMA DIAS							
ACTIVIDADES	U	Cantidad	LUNES	MARTES	MIERCOLES	JUEVES	VIERNES
peinado para cuneta de coronación	m2	98,40	X	X	X		
encofrado vigas	m2	6,60		X			
fundición vigas	m3	1,32			X		
colocación de mampostería	m2	18,24	X	X			

de piedra							
colocación de malla e/s para canal	m2	98,4		X	X	X	
fundición de canal	m3	9,84			X	X	X
colocación mamposteria de bloque(2filas)	m2	32,8			X	X	X
enlucido de mamposteria de bloque	m2	32,8			X	X	X

PROYECTO :

UBICACIÓN:

FECHA :

HYPERMARKET

SAN RAFAEL

04-Dic-08

						CRONOGRAMA DIAS		
ACTIVIDADES	U	Cantidad	LUNES	MARTES	MIERCOLES			
encofrado muro claveteado	m2	135	X	X				
Fundición muro claveteado	m3	27		X				
desencofrado	m2	135						
armado de pantalla de muro claveteado	m2	81						X

MURO GRAPA

						CRONOGRAMA DIAS		
ACTIVIDADES	U	Cantidad	LUNES	MARTES	MIERCOLES			
fundición vigas	m3	1,40	X	X	X			
fundición columnas	m3	0,62						
colocación de mamposteria de piedra	m2	31,04	X	X	X			
colocación de malla parte superior muro Grapa	m2	70,05						
excavación para zapata	m3	1,60		X	X			

armado zapata	m2	5,00			X
fundición zapata	m3	2,50			

FOTO 1
CORTE DE TALUD CON MAQUINARIA



FOTO 2
VISTA DEL TALUD



FOTO 3
CONSTRUCCIÓN MURO GRAPA- CLAVETEADO



FOTO 4
VISTA DEL CLAVO EN EL MURO GRAPA



FOTO 5
VISTA DEL MURO CLAVETEADO



FOTO 6
MURO CLAVETEADO

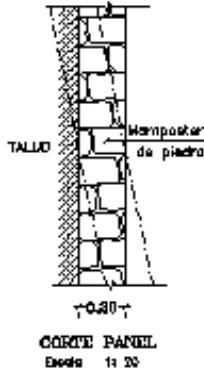
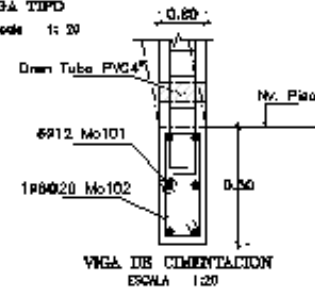
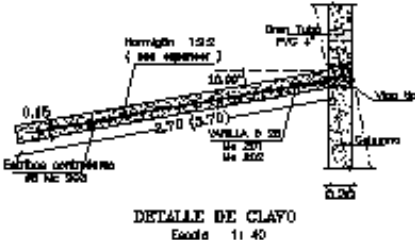
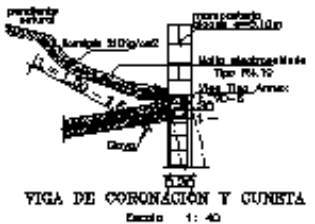
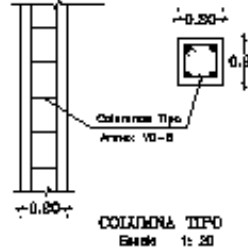
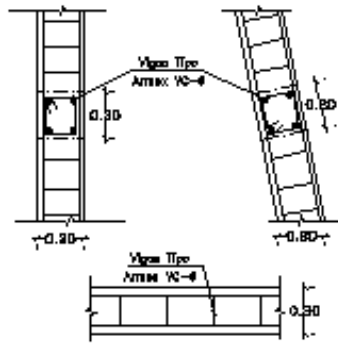
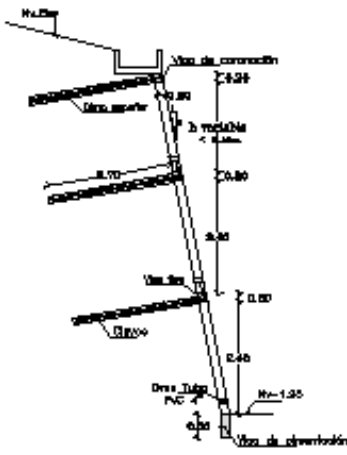
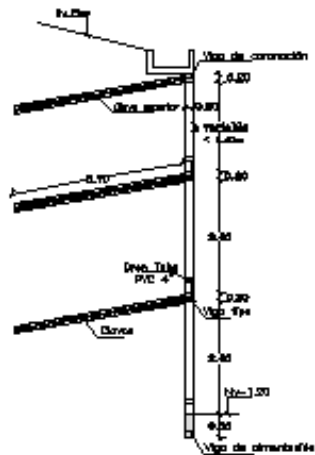
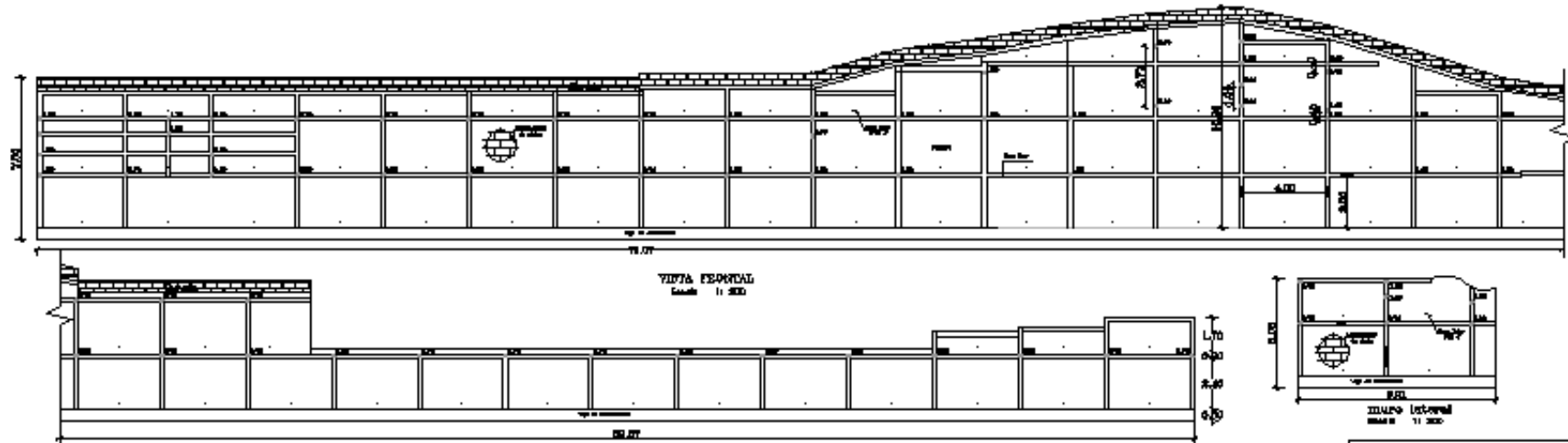


FOTO 7
VISTA DE LA CIMENTACIÓN



FOTO 8
VISTA FINAL DEL MURO GRAPA

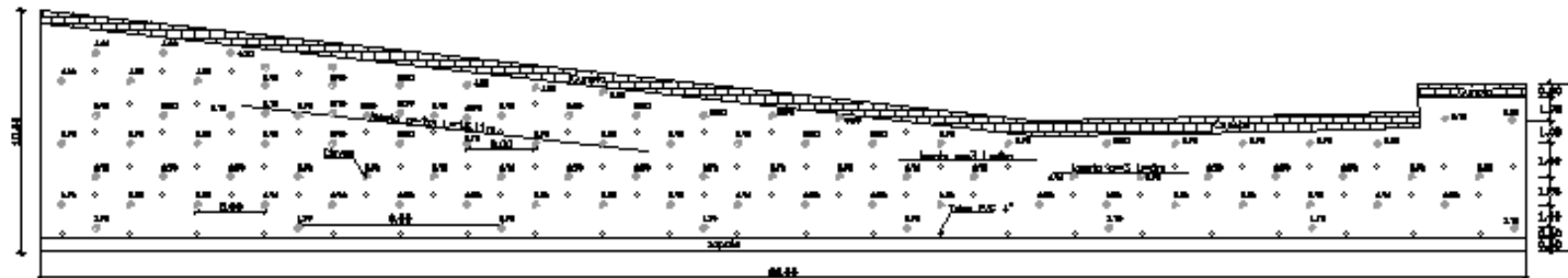




RESUMEN DE HIERROS			
CLASIFICACION	Características	CANTIDAD	
CLASIFICACION	Características	kg	m
VC-8	Armas: VC-8	1000	1000
VC-4	Armas: VC-4	1000	1000
VC-2	Armas: VC-2	1000	1000
VC-1	Armas: VC-1	1000	1000
VC-3	Armas: VC-3	1000	1000
VC-5	Armas: VC-5	1000	1000
VC-6	Armas: VC-6	1000	1000
VC-7	Armas: VC-7	1000	1000
VC-9	Armas: VC-9	1000	1000
VC-10	Armas: VC-10	1000	1000
VC-11	Armas: VC-11	1000	1000
VC-12	Armas: VC-12	1000	1000
VC-13	Armas: VC-13	1000	1000
VC-14	Armas: VC-14	1000	1000
VC-15	Armas: VC-15	1000	1000
VC-16	Armas: VC-16	1000	1000
VC-17	Armas: VC-17	1000	1000
VC-18	Armas: VC-18	1000	1000
VC-19	Armas: VC-19	1000	1000
VC-20	Armas: VC-20	1000	1000
VC-21	Armas: VC-21	1000	1000
VC-22	Armas: VC-22	1000	1000
VC-23	Armas: VC-23	1000	1000
VC-24	Armas: VC-24	1000	1000
VC-25	Armas: VC-25	1000	1000
VC-26	Armas: VC-26	1000	1000
VC-27	Armas: VC-27	1000	1000
VC-28	Armas: VC-28	1000	1000
VC-29	Armas: VC-29	1000	1000
VC-30	Armas: VC-30	1000	1000
VC-31	Armas: VC-31	1000	1000
VC-32	Armas: VC-32	1000	1000
VC-33	Armas: VC-33	1000	1000
VC-34	Armas: VC-34	1000	1000
VC-35	Armas: VC-35	1000	1000
VC-36	Armas: VC-36	1000	1000
VC-37	Armas: VC-37	1000	1000
VC-38	Armas: VC-38	1000	1000
VC-39	Armas: VC-39	1000	1000
VC-40	Armas: VC-40	1000	1000
VC-41	Armas: VC-41	1000	1000
VC-42	Armas: VC-42	1000	1000
VC-43	Armas: VC-43	1000	1000
VC-44	Armas: VC-44	1000	1000
VC-45	Armas: VC-45	1000	1000
VC-46	Armas: VC-46	1000	1000
VC-47	Armas: VC-47	1000	1000
VC-48	Armas: VC-48	1000	1000
VC-49	Armas: VC-49	1000	1000
VC-50	Armas: VC-50	1000	1000
VC-51	Armas: VC-51	1000	1000
VC-52	Armas: VC-52	1000	1000
VC-53	Armas: VC-53	1000	1000
VC-54	Armas: VC-54	1000	1000
VC-55	Armas: VC-55	1000	1000
VC-56	Armas: VC-56	1000	1000
VC-57	Armas: VC-57	1000	1000
VC-58	Armas: VC-58	1000	1000
VC-59	Armas: VC-59	1000	1000
VC-60	Armas: VC-60	1000	1000
VC-61	Armas: VC-61	1000	1000
VC-62	Armas: VC-62	1000	1000
VC-63	Armas: VC-63	1000	1000
VC-64	Armas: VC-64	1000	1000
VC-65	Armas: VC-65	1000	1000
VC-66	Armas: VC-66	1000	1000
VC-67	Armas: VC-67	1000	1000
VC-68	Armas: VC-68	1000	1000
VC-69	Armas: VC-69	1000	1000
VC-70	Armas: VC-70	1000	1000
VC-71	Armas: VC-71	1000	1000
VC-72	Armas: VC-72	1000	1000
VC-73	Armas: VC-73	1000	1000
VC-74	Armas: VC-74	1000	1000
VC-75	Armas: VC-75	1000	1000
VC-76	Armas: VC-76	1000	1000
VC-77	Armas: VC-77	1000	1000
VC-78	Armas: VC-78	1000	1000
VC-79	Armas: VC-79	1000	1000
VC-80	Armas: VC-80	1000	1000
VC-81	Armas: VC-81	1000	1000
VC-82	Armas: VC-82	1000	1000
VC-83	Armas: VC-83	1000	1000
VC-84	Armas: VC-84	1000	1000
VC-85	Armas: VC-85	1000	1000
VC-86	Armas: VC-86	1000	1000
VC-87	Armas: VC-87	1000	1000
VC-88	Armas: VC-88	1000	1000
VC-89	Armas: VC-89	1000	1000
VC-90	Armas: VC-90	1000	1000
VC-91	Armas: VC-91	1000	1000
VC-92	Armas: VC-92	1000	1000
VC-93	Armas: VC-93	1000	1000
VC-94	Armas: VC-94	1000	1000
VC-95	Armas: VC-95	1000	1000
VC-96	Armas: VC-96	1000	1000
VC-97	Armas: VC-97	1000	1000
VC-98	Armas: VC-98	1000	1000
VC-99	Armas: VC-99	1000	1000
VC-100	Armas: VC-100	1000	1000

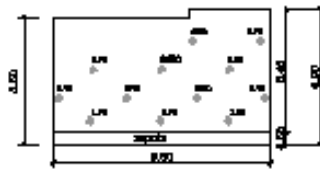
ESPECIFICACIONES TECNICAS	
HORMON EN MURO $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$	
HORMON EN CLAVES $f_c = 180 \text{ kg/cm}^2$	
HORMON EN GUNBIA $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$	
ACERO $f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$	

Nombre: M-1	Proyecto: PROGRESO TALUD POSTERIOR
Escala: 1: 20	Fecha: 10/08/2023
MURO GRAPA DETALLES	
Elaborado: []	Revisado: []
Aprobado: []	Fecha: []



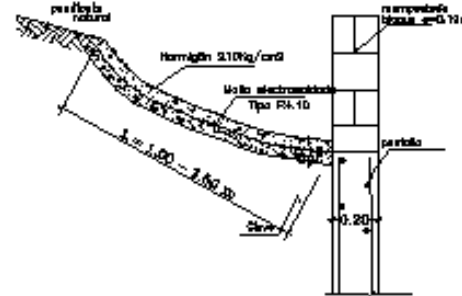
VISTA FRONTAL

Escala 1: 20



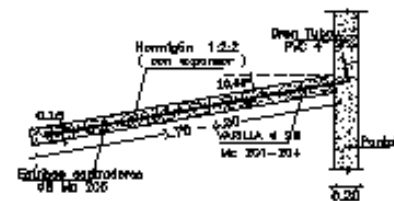
Detalle lateral

Escala 1: 20



VIGA DE CORONACION Y CUNETA

Escala 1: 20



DETALLE DE CLAVDO

Escala 1: 40

No. de Hoja		Hoja No.		NOMBRE DEL PROYECTO	
12	2	2	2	VALLES	VALLES
22	2	2	2	VALLES	VALLES
22	2	2	2	VALLES	VALLES
22	2	2	2	VALLES	VALLES

RESUMEN DE HIERROS

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	VALOR UNITARIO	VALOR TOTAL
Malla electrosoldada RA-10	113.44	m ²	7	794.08
Hormigón en clavos (Mc)	7.48	m ³	120	897.60
Hormigón en pantalla (Mc)	29.71	m ³	120	3565.20
Hormigón en cunetas (Mc)	0.24	m ³	120	28.80
Hormigón en canchales (Mc)	4.28	m ³	120	513.60
Tubo PVC 4"	4.28	m	120	513.60

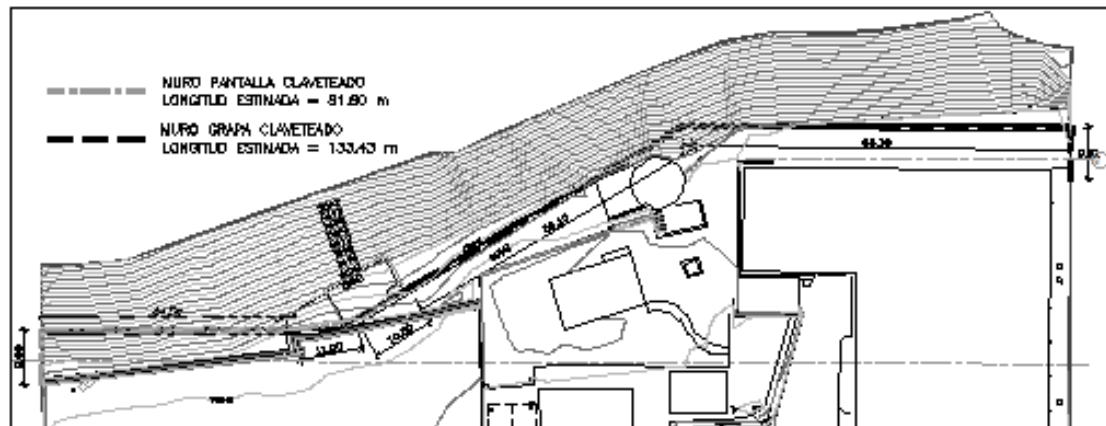
TIPO DE HIERRO	CANTIDAD	UNIDAD	VALOR UNITARIO	VALOR TOTAL
Malla electrosoldada RA-10	113.44	m ²	7	794.08
Hormigón en clavos (Mc)	7.48	m ³	120	897.60
Hormigón en pantalla (Mc)	29.71	m ³	120	3565.20
Hormigón en cunetas (Mc)	0.24	m ³	120	28.80
Hormigón en canchales (Mc)	4.28	m ³	120	513.60
Tubo PVC 4"	4.28	m	120	513.60

TIPO DE HIERRO	CANTIDAD	UNIDAD	VALOR UNITARIO	VALOR TOTAL
Malla electrosoldada RA-10	113.44	m ²	7	794.08
Hormigón en clavos (Mc)	7.48	m ³	120	897.60
Hormigón en pantalla (Mc)	29.71	m ³	120	3565.20
Hormigón en cunetas (Mc)	0.24	m ³	120	28.80
Hormigón en canchales (Mc)	4.28	m ³	120	513.60
Tubo PVC 4"	4.28	m	120	513.60

ESPECIFICACIONES TECNICAS

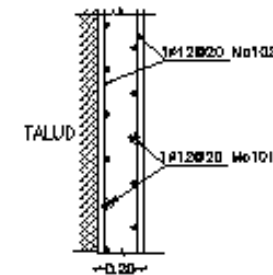
HORMIGON EN MURO Fc = 210kg/cm ²
HORMIGON EN CLAVOS Fc = 120 kg/cm ²
HORMIGON EN CUNETAS Fc = 210kg/cm ²
ACERO FT = 4200kg/cm ²

Hoja	Proyecto												
M-2	PROCESO VALLES POSTERIOR												
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Nombre de obra</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>MURD CLAVETADO</td> </tr> </tbody> </table>	Nombre de obra	MURD CLAVETADO	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Nombre de obra</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>MURD CLAVETADO</td> </tr> </tbody> </table>	Nombre de obra	MURD CLAVETADO								
Nombre de obra													
MURD CLAVETADO													
Nombre de obra													
MURD CLAVETADO													
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Fecha</th> <th>Autores</th> <th>Revistas</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table>	Fecha	Autores	Revistas				<table border="1"> <thead> <tr> <th>Fecha</th> <th>Autores</th> <th>Revistas</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table>	Fecha	Autores	Revistas			
Fecha	Autores	Revistas											
Fecha	Autores	Revistas											



IMPLANTACION GENERAL DE MURD

Escala 1: 300



SECCION PANTALLA

Escala 1: 20

